

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO
E NUMÉRICO DE GRUPO DE ESTACAS DO
TIPO *ALLUVIAL ANKER* EM SOLO POROSO
DO DISTRITO FEDERAL**

CRISTHIAN CAMILO MENDOZA BOLAÑOS

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, PhD

CO-ORIENTADOR: ARCESIO LIZCANO PELÁEZ, PhD

BRASÍLIA, SETEMBRO de 2013

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO
E NUMÉRICO DE GRUPO DE ESTACAS DO
TIPO *ALLUVIAL ANKER* EM SOLO POROSO
DO DISTRITO FEDERAL**

CRISTHIAN CAMILO MENDOZA BOLAÑOS

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, PhD

CO-ORIENTADOR: ARCESIO LIZCANO PELÁEZ, PhD

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO G.TD-085/13**

BRASÍLIA/DF, SETEMBRO de 2013

Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental
**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO
E NUMÉRICO DE GRUPO DE ESTACAS DO
TIPO *ALLUVIAL ANKER* EM SOLO POROSO
DO DISTRITO FEDERAL**
CRISTHIAN CAMILO MENDOZA BOLAÑOS

Tese de Doutorado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de DOUTOR EM GEOTECNIA.

Aprovada por:

Renato Pinto da Cunha, Ph.D.

UnB/ENC
Orientador

André Pacheco de Assis, Ph.D.

UnB/ENC
Examinador interno

Márcio Muniz de Farias, Ph.D.

UnB/ENC
Examinador interno

Alfran Sampaio Moura, D.Sc.

UFC
Examinador externo

Miguel A. Pando, P.hD.

UNC Charlotte, NC, USA
Examinador externo

Brasília, Setembro de 2013

FICHA CATALOGRÁFICA

Bolaños, Cristhian Mendoza

Estudo do comportamento mecânico e numérico de grupo de estacas do tipo *Alluvial Anker* em solo poroso do Distrito Federal. [Distrito Federal] 2013.

xxiv, 234 p., 210 mm x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2013).

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia

Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia,

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Fundações profundas

2. Microestacas

3. Prova de carga

4. Modelos constitutivos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Estudo do Comportamento Mecânico e Numérico de Grupo de Estacas do Tipo *Alluvial Anker* em Solo Poroso do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Publicação G.T.D-085/13, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 234 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Cristhian Camilo Mendoza Bolaños.

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo do Comportamento Mecânico e Numérico de Grupo de Estacas do Tipo *Alluvial Anker* em Solo Poroso do Distrito Federal.

GRAU: Doutor

ANO: 2013

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado poderá ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Cristhian Camilo Mendoza Bolaños
Universidade de Brasília, Campus Darcy Ribeiro
Programa de Pós-graduação em Geotecnia
70910-900, Asa Norte, Brasília/DF - Brasil.

AGRADECIMENTOS

À toda minha família, e em especial a minha filha Juana Camila Mendoza Bejarano, a minha mãe Maria del Carmen Bolaños Varela e minha irmã Maritza Mendoza Bolaños pelo incentivo nos momentos mais difíceis.

Aos Professores Renato P. Cunha (orientador) e Arcesio Lizcano Peláez (co-orientador) pela dedicação e paciência durante toda a etapa de orientação e preparação para a defesa.

Ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB) por ter me aceito como aluno e ter paciência durante todos meus estudos, além do apoio financeiro propiciado.

À Universidade dos Andes (Uniandes) da Colômbia pelo suporte computacional e equipamentos laboratoriais para a realização do presente trabalho.

À empresa Solotrat Engenharia Geotécnica Centro-Oeste que financiou a pesquisa e deu apoio técnico para o desenvolvimento desta. Em particular se agradece todo o apoio do Engenheiro Max Barbosa da Solotrat Centro-Oeste.

Ao grupo de Pesquisas em fundações, ensaios de campo e estruturas de contenção (GPFees) da universidade de Brasília pelo apoio técnico para o desenvolvimento do presente trabalho.

Ao conselho nacional de desenvolvimento científico e tecnológico (CNPq) de governo Brasileiro pelo apoio financeiro em termo de bolsa de pesquisa.

Aos Professores Márcio Muniz de Farias (UnB) Alfonso M. Ramos (Javeriana) e André Pacheco (UnB) pelas contribuições nas realizações das análises numéricas e probabilísticas.

CRISTHIAN CAMILO MENDOZA BOLAÑOS

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo do comportamento mecânico de grupos de estacas e Radier Estaqueados com estacas *Alluvial Anker* na argila porosa do Distrito Federal. Como passo inicial, estudou-se o comportamento mecânico da argila porosa do Distrito Federal por meio de ensaios triaxiais. Das situações expostas, testou-se três modelos constitutivos que levam em conta a estrutura do solo (Elastoplásticos e hipoplástico) e concluiu-se qual é o modelo que melhor descreve o comportamento da argila. Por outro lado, avaliou-se o comportamento mecânico de grupos de estacas e Radier Estaqueados por meio de provas de carga estáticas no campo experimental da empresa Solotrat. Com os dados obtidos, realizaram-se simulações em elementos finitos (FEM) no programa Abaqus implementado o modelo escolhido para descrever o comportamento de argila do Distrito Federal. Como resultados, obtiveram-se a resistência última de grupos de estacas com e sem suporte da placa; os mecanismos de tensões e deslocamentos gerados no Radier Estaqueados; e a contribuição de carga gerada pelo Radier. Ademais, foram realizadas simulações considerando a variabilidade intrínseca do solo e como resultado obteve-se as percentagens de contribuição do Radier no grupo de estacas, o qual pode variar entre 2% e 25% do total da carga última, dependendo da variabilidade do solo.

ABSTRACT

This work presents a description of the mechanical behavior of pile groups and piled rafts with *Alluvial Anker* piles types installed in porous clays of the Federal District of Brazil. The initial stage of the study involve a series of triaxial tests carried out on porous clays to obtain help define its mechanical behavior. Three constitutive models that consider the soil structure (elastoplastics and hypoplastic) were evaluated to predict which one better described the observed clay behavior. Moreover, the mechanical behavior of the pile groups and piled raft were validated by means of static load tests performed in the experimental field of the Solotrat company. Using the obtained data, 3D finite element simulations (FEM) were performed using the software Abaqus. The chosen model was implemented to describe the behavior of the clay of the Federal District. The following data was obtained as a result: the ultimate load of pile groups with and without the addition of the raft, the generated stress and settlement mechanisms, and the contribution of the raft in the piled raft. Finally, simulations were performed considering the inherent variability of the soil. The result was obtained as the percentage contribution of the raft in the piled raft, which may fluctuate between 2% and 25% of the total ultimate load depending on these soil is variability.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA	1
1.2	APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA E JUSTIFICATIVA	2
1.3	OBJETIVO DA PESQUISA	2
1.3.1	OBJETIVO GERAL	2
1.3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4	METODOLOGIA	3
1.5	ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1	SOLO DO DISTRITO FEDERAL.....	7
2.2	ESTACA <i>ALLUVIAL ANKER</i>	13
2.2.1	PROCESSO CONSTRUTIVO	13
2.2.2	ESTACA <i>ISCHEBECK</i>	15
2.3	CARGA DE RUPTURA	16
2.4	COMPORTAMENTO DE ESTACAS EM GRUPO.....	17
2.4.1	FORMULAÇÃO CONVENCIONAL DE ESTACAS	18
2.4.2	COESÃO NÃO DRENADA DE SOLO-ESTACA (c_u)	20
2.4.3	FATOR DE CAPACIDADE DE CARGA (N_c).....	21
2.5	SISTEMAS EM RADIER ESTAQUEADO	22
2.5.1	MÉTODO DE CÁLCULO EM RADIER ESTAQUEADOS	22
2.5.2	CONTRIBUIÇÕES FEITAS PELA UNB EM RADIER ESTAQUEADOS	25
2.5.3	CONTRIBUIÇÕES IMPORTANTES FEITAS EM RADIER ESTAQUEADOS	27
2.6	REVISÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS.....	29
2.6.1	MODELOS ELASTOPLÁSTICOS (CAM CLAY)	29
2.6.1.1	EQUAÇÃO CONSTITUTIVA	29
2.6.1.2	SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO	31
2.6.1.3	SUPERFÍCIE DE POTENCIAL PLÁSTICO	32
2.6.1.4	LEI DE ENDURECIMENTO	33
2.6.1.5	LEI DE FLUXO.....	35
2.6.1.6	PARÂMETROS	36
2.6.1.7	ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA.....	37
2.6.2	MODELO HIPOPLÁSTICO (VERSÃO MASÍN 2006)	41
2.6.2.1	EQUAÇÃO CONSTITUTIVA	41
2.6.2.2	LEI DE FLUXO.....	44
2.6.2.3	CONDIÇÃO DE ESTADO CRÍTICO	45
2.6.2.4	SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO	47
2.6.2.5	LEI DE ENDURECIMENTO	48
2.6.2.6	PARÂMETROS	48

2.6.2.7	ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA.....	49
2.7	MÉTODOS PROBABILÍSTICOS	53
2.7.1	FUNÇÃO DE ESTADO LIMITE O FUNÇÃO DE DESEMPENHO	53
2.7.2	MÉTODO DE MONTE CARLO.....	53
2.8	MODELAGEM DE ESTACAS EM ELEMENTOS FINITOS.....	54
2.8.1	MODELO CONSTITUTIVO E ATRITO SOLO-ESTACA	54
2.9	MODELAGEM ESTOCÁSTICA DE ESTRUTURAS GEOTÉNICAS	55
3	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO ESTRUTURADO DO CAMPO EXPERIMENTAL	56
3.1	LOCALIZAÇÃO	56
3.2	ENSAIOS DE CAMPO.....	58
3.2.1	INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO.....	61
3.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	67
3.3.1	CARACTERIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO SOLO.....	67
3.3.2	ENSAIOS TRIAXIAIS	68
3.3.2.1	COMPRESSÕES TRIAXIAIS	69
3.3.2.2	ENSAIOS DE CISALHAMENTO TRIAXIAL CONVENCIONAL	73
3.4	PARÂMETROS OBTIDOS PARA O SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL	76
3.5	CONCLUSÕES DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL	78
4	PROVAS DE CARGA	81
4.1	CAMPO EXPERIMENTAL.....	81
4.2	PROCEDIMENTO DAS PROVAS DE CARGA PELA NBR 12131 (2006)	83
4.3	CONCEPÇÃO DAS PROVAS DE CARGA	84
4.4	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA.....	85
4.5	RESULTADOS	86
4.6	ESTIMATIVA DE CARGA ÚLTIMA EM PROVAS DE CARGA	88
4.7	CONCLUSÕES OBTIDAS DAS PROVAS DE CARGA.....	91
5	MODELOS CONSTITUTIVOS COM ESTRUTURA.....	94
5.1	CAM CLAY COM ESTRUTURA (CCS)	94
5.1.1	MODIFICAÇÕES E SUPOSIÇÕES DO MODELO	95
5.1.1.1	IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO.....	96
5.1.1.2	PARÂMETROS DO MODELO	97
5.1.1.3	ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA.....	98
5.1.1.4	ANÁLISES PARAMÉTRICAS E TESTES.....	102
5.2	HIPOPLASTICIDADE COM ESTRUTURA (HPS)	103
5.2.1	MODIFICAÇÕES DO MODELO	103
5.2.1.1	IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO.....	104
5.2.1.2	ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA.....	105
5.2.1.3	ANÁLISES PARAMÉTRICAS E TESTES.....	109
5.3	SUBLOADING CAM CLAY (SLCC)	111

5.3.1	MODIFICAÇÕES DO MODELO	111
5.3.1.1	IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO.....	114
5.3.1.2	PARÂMETROS DO MODELO	116
5.3.1.3	ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA.....	117
5.3.1.4	SENSIBILIZAÇÃO DE PARÂMETROS E COMPROVAÇÃO	122
5.3.2	CONCLUSÕES OBTIDAS DOS MODELOS CONSTITUTIVOS IMPLEMENTADOS	124
6	COMPARAÇÃO E AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO DO DF COM MODELOS CONSTITUTIVOS	126
6.1	COMPRESSÕES TRIAXIAIS	126
6.2	ENSAIOS TRIAXIAIS	139
6.3	PARÂMETROS	143
6.4	CONCLUSÕES CONSIDERANDO OS MODELOS CONSTITUTIVOS IMPLEMENTADOS	143
7	SIMULAÇÕES EM ELEMENTOS FINITOS.....	145
7.1	GEOMETRIA	145
7.2	MALHA	147
7.3	CONDIÇÕES DE CONTORNO	148
7.4	MATERIAIS	150
7.5	PASSOS DE ANÁLISES	151
7.6	RESULTADOS	153
7.6.1	RADIER ESTAQUEADO DE UMA ESTACA.....	153
7.6.2	RADIER ESTAQUEADO DE DUAS ESTACAS.....	156
7.6.3	RADIER ESTAQUEADO DE TRÊS ESTACAS	158
7.6.4	RADIER ESTAQUEADO DE QUATRO ESTACAS	161
7.6.5	RADIER ESTAQUEADO DE CINCO ESTACAS	164
7.6.6	RADIER ESTAQUEADO DE SEIS ESTACAS.....	167
7.6.7	ANÁLISES DOS RESULTADOS NOS RADIER ESTAQUEADOS	169
7.7	CONCLUSÕES PARCIAIS OBTIDAS DAS MODELAGENS EM ELEMENTOS FINITOS	182
8	SIMULAÇÕES DE ELEMENTOS FINITOS COM A INCLUSÃO DA VARIABILIDADE DO SOLO.....	184
8.1	SIMULAÇÕES DE MONTE CARLO.....	184
8.1.1	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE MONTE CARLO EM RADIER ESTAQUEADOS	190
8.2	CONCLUSÕES OBTIDAS DAS SIMULAÇÕES TENDO EM CONTA A VARIABILIDADE INTRÍNSECA DO SOLO	199
9	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS A REALIZAR.....	201
9.1	CONCLUSÕES.....	201
9.2	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS A REALIZAR	205
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	207
	ANEXOS	217

I	NOTAÇÃO E CONVENÇÕES.....	218
II	FIGURAS ADICIONAIS DOS ENSAIOS REALIZADOS	220
III	FIGURAS PARA OBTENÇÃO DA CARGA ÚLTIMA E EXTENSÃO DAS CURVAS CARGA RECALQUE.....	224
IV	SENSIBILIZAÇÃO DE EMALHADO DOS MODELOS DE ELEMEN- TOS FINITOS.....	228
V	HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIAS E DISTRIBUIÇÃO DE PARÂ- METROS ADOTADOS NOS MEF.....	231
VI	PROVAS DE CARGA LATERAIS.....	233

LISTA DE FIGURAS

1.1	Metodologia geral para desenvolvimento da pesquisa	4
2.1	Distribuição da precipitação no Distrito Federal no ano 2012. (INMET, último acesso em 09/01/2013).....	7
2.2	Distribuição das unidades pedológicas no Distrito Federal. Anjos (2006).....	8
2.3	Resultados da 1a. campanha (estação chuvosa) (Mota, 2003)	11
2.4	Perfil estratigráfico do CE UnB via ensaio de CPT. (Anjos, 2006)	12
2.5	Amostras deformadas via ensaio SPT (Adaptado de Pastore (1996) referenciado por Anjos (2006))	12
2.6	Fotos do processo construtivo da estaca <i>Alluvial Anker</i>	14
2.7	Processo de construção da estaca <i>Alluvial Anker</i> (Barbosa, 2009).....	14
2.8	Esquema de estaca Ischebeck (Ischebeck, 2006)	15
2.9	Efeitos das tensões em um grupo de estacas com placa de fundação. Carranza (2008)	18
2.10	Fatores de aderência para estacas cravadas em argila, adaptado de McClelland (1974)	21
2.11	Comportamento Elastoplástico. (Pedroso, 2002)	30
2.12	Idealização da superfície de plastificação	31
2.13	Inclinação da linha M_c do estado crítico (Pedroso, 2002)	32
2.14	Superfície de plastificação e potencial plástico. (Pedroso, 2002).....	32
2.15	Idealização da curva de adensamento no plano de volume específico e tensão efetiva média.....	33
2.16	Plano tridimensional das tensões e a deformação (Roscoe et al., 1963).....	33
2.17	Comportamento Hipoplastico (Carranza, 2008)	42
2.18	Ângulo de Lode (Niemunis, 2003)	42
2.19	Condição do estado crítico (Niemunis, 2003)	45
2.20	Condição de estado crítico (adotado de Masín (2006))	46
2.21	Superfície SOM em hipoplasticidade para argilas de diferentes materiais Masín (2006)	47
2.22	Planos de logaritmo natural da tensão efetiva média e o volume específico, proposto por Butterfield (Fuentes, 2008)	48
3.1	Localização do campo experimental	56
3.2	Localização dos grupos de estacas e sondagens para obtenção de amostras no campo experimental.....	57
3.3	Ensaio SPT realizados no campo experimental.....	59
3.4	Leituras iniciais do ensaio DMT	60
3.5	Parâmetros calculados do ensaio DMT	61
3.6	Parâmetros obtidos do ensaio SPT.....	62
3.7	Parâmetros obtidos do ensaio DMT	64
3.8	Classificação do tipo de solo com o parâmetro T_p/N_{SPT} (Decourt & Filho, 1994)	66

3.9	Perfil típico de solo do campo experimental	66
3.10	Registro fotográfico da identificação e descrição do solo	68
3.11	Trajetórias de tensões das compressões	69
3.12	Ensaio de compressão com $\eta = 0,0$	70
3.13	Ensaio de compressão com $\eta = 0,3$	71
3.14	Ensaio de compressão com $\eta = 0,5$	72
3.15	Ensaio de compressão com $\eta = 0,5 - 0,0$	72
3.16	Trajetórias de cisalhamento nos ensaios triaxiais	73
3.17	Ensaio triaxial não drenado	74
3.18	Ensaio triaxial drenado	75
3.19	Comparação entre as estimativas mencionadas a partir dos ensaios SPT, DMT e ensaios triaxiais	77
3.20	Límite de líquidos versus índice de viscosidade (Krieg, 2000)	80
4.1	Tempos utilizados na construção das estacas <i>Alluvial Anker</i>	82
4.2	Localização dos grupos de estacas e dimensões dos blocos no campo experimental	82
4.3	Leituras de extensômetros na prova de carga no grupo de seis estacas	83
4.4	Esquema de concepção de prova de carga vertical	84
4.5	Fotos das provas de carga vertical	84
4.6	Equipamentos utilizados nas provas de carga	85
4.7	Tipos de provas de carga realizadas	86
4.8	Resultados de provas de carga com (Radier Estaquado) e sem (grupo convencional de estacas) aporte da placa do bloco	87
4.9	Registro fotográfico de exumação no grupo cinco de estacas	89
4.10	Extrapolação da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de seis estacas com suporte da placa	89
4.11	Análise dos resultados das provas de carga	90
4.12	Cálculo da carga última pelo método de Van der Veen no grupo de três estacas com suporte da placa	90
4.13	Diagramas de caixas obtidos dos tempos de construção: 1. Perfuração, 2. Enchimento e 3. Tempo total da construção	92
4.14	Comparação da carga última com e sem suporte da placa nos grupos de estacas	93
5.1	Idealização do comportamento de compressão isotrópica de um solo reconstituído e natural (Liu & Carter, 2006)	95
5.2	Simulação de um ensaio de adensamento, com a variação do parâmetro b	102
5.3	a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Liu & Carter (2006)	102
5.4	a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Liu & Carter (2006)	103
5.5	Idealização do comportamento de compressão isotrópica de um solo reconstituído e natural (Masín, 2006)	104
5.6	Simulações hipoplásticas de um ensaio oedométrico, com variação do parâmetro s	109
5.7	Simulações hipoplásticas de um ensaio oedométrico, com variação do parâmetro A	110

5.8	Simulações hipoplásticas de um ensaio oedométrico, com variação do parâmetro k	110
5.9	a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Fuentes et al. (2010)	110
5.10	a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Fuentes et al. (2010)	111
5.11	Efeito do “Subloading” (Pedroso, 2006)	112
5.12	Corte da superfície de plastificação, no plano q versus p , com parte em extensão desenhada para valores negativos de q (Pedroso, 2006).....	113
5.13	Efeito da cimentação (Nakai, 2012)	114
5.14	Simulação ensaio de adensamento isotrópico, com variação do parâmetro ρ .	123
5.15	Simulação ensaio de adensamento isotrópico, com variação da variável w	123
5.16	a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Giraldo & Farias (2011)	124
5.17	a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Pedroso (2006)	124
6.1	Trajетórias de tensões de compressão simuladas	127
6.2	Simulação de Cam Clay com estrutura para uma compressão com $\eta=0,5$	128
6.3	Simulação de Hipoplasticidade com estrutura para uma compressão com $\eta=0,5$	128
6.4	Simulação de Subloading Cam Clay para uma compressão com $\eta=0,5$	129
6.5	Comparação de Simulações feitas para uma compressão com $\eta=0,5$	130
6.6	Simulação de Cam Clay com estrutura para uma compressão com $\eta=0,3$	131
6.7	Simulação de Hipoplasticidade com estrutura para uma compressão com $\eta=0,3$	131
6.8	Simulação de Subloading Cam Clay para uma compressão com $\eta=0,3$	132
6.9	Comparação de Simulações feitas para uma compressão com $\eta=0,3$	133
6.10	Simulação de Cam Clay com estrutura para uma compressão com $\eta=0,5-0,0$	134
6.11	Simulação de Hipoplasticidade com estrutura para uma compressão com $\eta=0,5-0,0$	134
6.12	Simulação de Subloading Cam Clay para uma compressão com $\eta=0,5-0,0$	135
6.13	Comparação de Simulações feitas para uma compressão com $\eta=0,5-0,0$...	136
6.14	Simulação de Cam Clay com estrutura para uma compressão com $\eta=0,0$	137
6.15	Simulação de Hipoplasticidade com estrutura para uma compressão com $\eta=0,0$	137
6.16	Simulação de Subloading Cam Clay para uma compressão com $\eta=0,0$	138
6.17	Comparação de Simulações feitas para uma compressão com $\eta=0,0$	138
6.18	Trajетórias de tensões de cisalhamento utilizando o modelo cam clay com estrutura e ensaios laboratoriais	139
6.19	Simulações de cisalhamentos utilizando o modelo cam clay com estrutura e experimental	139
6.20	Trajетórias de tensões de cisalhamento utilizando o modelo hipoplástico com estrutura e ensaios laboratoriais	140
6.21	Simulações de cisalhamentos utilizando o modelo hipoplástico com estrutura e ensaios laboratoriais	140
6.22	Trajетórias de tensões de cisalhamento utilizando o modelo Subloading Cam Clay e ensaios laboratoriais	141
6.23	Simulações triaxiais com Subloading Cam Clay	141

6.24	Comparação das trajetórias de tensões de cisalhamento simuladas com os modelos constitutivos	142
6.25	Comparação de simulações triaxiais com os modelos constitutivos implementados	142
7.1	Geometria e fronteiras simétricas tomadas nos modelos	146
7.2	Condições de contorno e malha	147
7.3	Análise de sensibilidade dos tipos de elementos em relação tempo com e sem poropressão para um grupo de quatro estacas	148
7.4	Análise de sensibilidade de elementos para uma estaca	148
7.5	Condições de simetria e tensões geostáticas em kPa	149
7.6	Esquema de materiais usados nos modelos de elementos finitos	150
7.7	Passos de análises	152
7.8	Esquema de tensões iniciais no modelo	152
7.9	Comparação da contribuição do radier e a estaca no radier Estaqueado	154
7.10	Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de uma estaca	155
7.11	Comparações do radier estaqueado de duas estacas	157
7.12	Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de duas estacas	158
7.13	Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de três estacas	160
7.14	Comparações do radier estaqueado de três estacas	161
7.15	Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de quatro estacas	163
7.16	Comparações do radier estaqueado de quatro estacas	164
7.17	Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de cinco estacas	166
7.18	Comparações do radier estaqueado de cinco estacas	167
7.19	Comparações do radier estaqueado de seis estacas	167
7.20	Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de seis estacas	169
7.21	Determinação dos recalques, nos trechos elásticos	172
7.22	Relação entre R_G e R	173
7.23	Proposta realizada para a relação entre R_G e R	173
7.24	Porcentagem de cargas das estacas e do radier nos radier estaqueados estudados	174
7.25	Porcentagens de cargas das estacas e do radier nos radier estaqueados estudados	175
7.26	Comparação das porcentagens de contribuição do radier e as estacas, nas simulações e nos ensaios	176
7.27	Relação entre R_M e ζ_{RE}	177
7.28	Recalque de trabalho normalizado com as dimensões do radier	178
7.29	Tensões na carga de trabalho apresentadas nos radier estaqueados	179
7.30	Parâmetros calibrados a partir das simulações de radier estaqueados (R-E) e comparados com os ensaios realizados	181
7.31	Parâmetros calibrados a partir das simulações de grupos de estacas (G-E) e comparados com os ensaios realizados	181
8.1	Passos realizados nas modelagens aleatórias de elementos finitos	185
8.2	histograma de frequência e função distribuição dos parâmetros do modelo Mohr Coulomb para a primeira camada	186

8.3	a. Média da carga última com o número de simulações realizadas para cada uma das partes do radier estaqueado; b. Média do deslocamento na carga última com o número de simulações feitas para cada uma das partes do radier estaqueado; c. Média da carga última do radier estaqueado com o número de simulações realizadas.....	187
8.4	a. Desvio padrão da carga última com o número de simulações realizadas para cada uma das partes do radier estaqueado; b. Desvio padrão do deslocamento na carga última com o número de simulações realizadas para cada uma das partes do radier estaqueado; c. Desvio padrão da carga última do radier estaqueado com o número de simulações realizadas.....	188
8.5	Número de processadores e tempo para o MEF de duas estacas	189
8.6	Comparação das curvas obtidas nas simulações e as curvas obtidas nas prova de carga	190
8.7	Comparação da carga última obtida das simulações e a carga última obtida das prova de carga.....	191
8.8	Distribuição de densidade da carga última para cada radier estaqueado.....	193
8.9	a. Distribuição de densidade da carga última para todos os radier estaqueados; b. Distribuição de frequência acumulada da carga última para todos os radier estaqueados	193
8.10	Influência do radier nas deformações do solo em metros.....	194
8.11	Parâmetros calibrados pelo método de Monte Carlo	195
8.12	Distribuição de probabilidade de falha acumulada para diferentes fatores de segurança	197
8.13	Comparação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha nos Radie Estaqueados estudados	198
II.1	Fotos dos ensaios SPT e SPTT	220
II.2	Fotos do ensaio DMT	221
II.3	Fotos da obtenção das amostras inalteradas	221
II.4	Ensaio de compressão $\eta = 0.0$	222
II.5	Ensaio de compressão $\eta = 0.3$	222
II.6	Ensaio de compressão $\eta = 0.5$	223
II.7	Ensaio de compressão $\eta = 0.5 - 0.0$	223
III.1	Extrapolção da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de seis estacas sem suporte da placa	224
III.2	Extrapolção da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de cinco estacas com suporte da placa.....	224
III.3	Extrapolção da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de cinco estacas sem suporte da placa	225
III.4	Extrapolção da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de quatro estacas com suporte da placa.....	225
III.5	Extrapolção da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de quatro estacas sem suporte da placa	226
III.6	Calculo da carga última pelo método de Van der Veen no grupo de três estacas sem suporte da placa	226
III.7	Calculo da carga última pelo método de Van der Veen no grupo de dois estacas	227

III.8	Calculo da carga última pelo método de Van der Veen no grupo de uma estacas com suporte da placa	227
IV.1	Sensibilização de elementos para uma estaca	228
IV.2	Sensibilização de elementos para grupo de duas estacas	228
IV.3	Sensibilização de elementos para grupo de três estacas	229
IV.4	Sensibilização de elementos para grupo de quatro estacas	229
IV.5	Sensibilização de elementos para grupo de cinco estacas	230
IV.6	Sensibilização de elementos para grupo de seis estacas	230
V.1	histograma de frequência e função distribuição dos parâmetros do modelo Mohr Coulomb para a segunda camada.....	231
V.2	histograma de frequência e função distribuição dos parâmetros do modelo Mohr Coulomb para a terceira camada	232
V.3	histograma de frequência e função distribuição dos parâmetros do modelo Mohr Coulomb para a quarta camada	232
VI.1	Resultados das provas de carga laterais.....	233
VI.2	Resultados das provas de carga laterais.....	234

LISTA DE TABELAS

2.1	Resistência ao cisalhamento direto no saprólito do DF (Camapum de Carvalho & Cunha, 1996)	9
2.2	Resumo dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto na umidade natural da estação PP3 do Metrô-DF (Araki, 1997)	10
2.3	Resumo dos ensaios de caracterização geotécnica da estação PP3 do Metrô-DF (Araki, 1997)	10
2.4	Resposta dos ensaios realizados no campo experimental da UnB (Guimarães, 2002)	11
2.5	Parâmetros aproximados da argila porosa de Brasília (Cunha et al., 1999) ..	13
2.6	Fatores de aderência para estacas escavadas em argila, adaptado de Poulos & Davis (1980)	21
2.7	Resumo do estado da arte em Radier Estaqueados.	28
2.8	Resumo do estado da arte do modelagem de estacas em elementos finitos. ..	54
2.9	Resumo do estado da arte de estruturas geotécnicas com modelos estocásticos.	55
3.1	Resumo dos ensaios de campo feitos no campo experimental	58
3.2	Resumo dos parâmetros obtidos dos ensaios de campo no campo experimental ..	67
3.3	Caracterização básica do material sob estudo em amostras indeformadas	68
3.4	Resumo dos ensaios de adensamento triaxial realizados no campo experimental ..	73
3.5	Resumo dos ensaios de triaxiais realizados no bloco de solo do campo experimental	76
3.6	Parâmetros estimados para os solos do campo experimental (modelo elástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb).....	77
4.1	Resumo de resultados das provas de carga verticais no campo experimental ..	91
6.1	Parâmetros obtidos a partir dos ensaios	143
7.1	Parâmetros médios usados nos retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura	151
7.2	Parâmetros médios iniciais antes das retro-análises para o modelo de Mohr Coulomb	151
7.3	Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura	153
7.4	Parâmetros finais da retro-análise para o radier estaqueado de uma estaca com o modelo de Mohr Coulomb	154
7.5	Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura	156
7.6	Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de duas estacas com suporte do radier.....	157
7.7	Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de duas estacas sem suporte do radier.....	157

7.8	Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de três estacas com suporte do radier.....	159
7.9	Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de três estacas sem suporte do radier.....	159
7.10	Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura.....	161
7.11	Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de quatro estacas com suporte do radier.....	162
7.12	Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de quatro estacas sem suporte do radier.....	162
7.13	Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura.....	164
7.14	Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de cinco estacas com suporte do radier.....	164
7.15	Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de cinco estacas sem suporte do radier.....	165
7.16	Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura.....	168
7.17	Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de seis estacas com suporte do radier.....	168
7.18	Carga por estaca nos grupos de estacas e fatores de eficiência.....	170
7.19	Dados usados para o calculo da Razão aparente (R) e (G_E)	171
7.20	Comparação das porcentagens de contribuição do radier e as estacas na carga última e na carga de trabalho	176
7.21	Dados para obter a relação entre R_M e ζ_{RE}	177
7.22	Parâmetros médios obtidos nas simulações de elementos finitos para radier estaqueado.....	180
7.23	Parâmetros médios obtidos nas simulações de elementos finitos para grupo de estacas	180
8.1	Variáveis estatísticas para geração de números aleatórios nas camada de solo dos modelos de elementos finitos	186
8.2	Parâmetros estatísticos das curva de densidade log-normal da carga última para os radier estaqueados simulados.....	192
8.3	Fator de segurança levando em conta a variabilidade	198

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

a	Fator escalares para fatorizar no modelo SCC
A_g	Área entre eixos das estacas no radier
A_r	Área do radier
a^*	Fator escalares em função do critério de falha de Matsuoka-Nakai
\tilde{a}	Coefficiente de curvatura proposto por Aoki
A	Fator das deformações cisalhantes
$AAMV$	Argila arenosa de consistência mole de cor vermelha
A_b	Área na ponta da estaca
ABTN	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_{est}	Área da seção transversal da estaca
$ASMMO$	Argila siltosa de consistência média e cor marrom escuro
ASTM	Associação Americana para para ensaios e materiais
b	Taxa de perda de estrutura do solo no Modelo SCC
b^{sy}	coeficiente da taxa de estrutura do modelo SLCC
B	Tensor que representação a lei de fluxo
B	Largura do radier
B^*	Largura entre eixos das estacas no radier
c	Coesão
c_a	Aderência
C_A	Compressão anisotrópica
C_c	Índice de compressibilidade
c^{sy}	coeficiente da taxa de decaimento da flexibilidade do modelo SLCC
c_u	Coesão não drenada
c_r	Coesão remoldada
c^*	Resíduo da estrutura na lei compressão no SCC
c_1 e c_2	Fatores escalares em função do critério de estado crítico
C ou C++	Linguagem de programação
C	perímetro da estaca
\mathbb{C}^e	Módulo elástico
\mathbf{C}^e	Módulo elástico em notação compacta
CA	Compressão triaxial anisotrópica
CI	Compressão triaxial isotrópica
CID	Ensaio triaxial drenado
CIU	Ensaio triaxial não drenado
CCM	Cam Clay modificado
CCS	Cam Clay com estrutura
CE	Campo experimental
\mathbb{C}^{ep}	Módulo elasto-plástico

CH	Argila de alta compressibilidade
Codeplan	Companhia de Planejamento do Distrito Federa
CPT	Ensaio de cone
\mathbb{C}^p	Módulo plástico
C_s	Índice de recompressão
C_v	Coefficiente de variação
d_z	Diferencial de profundidade
$d\varepsilon_v$	Diferencial de deformação volumétrica
D	Diâmetro das estacas do radier estaquado
\mathbf{D}	Tensor de elongação de Euler
D_{est}	Diâmetro da estaca
DF	Distrito Federal
DIN	Instituto Alemão para Normatização
DMT	Ensaio Dilatômetro de Marchetti
Dr	densidade relativa
e	Índice de vazios
e_N	Índice de vazios á mesma tensão onde o solo fosse normalmente adensado
e_0	Índice atual de vazios ou inicial
e^*	índice de vazios reconstituído
E	Módulo de elasticidade
E_D	Módulo dilatométrico
E_{est}	Módulo de elasticidade da estaca
$E(g)$	Função de desempenho
E_u	Módulo de elasticidade não drenado
f	Função de plastificação
f_b	Fator de barotropía
f_s	Fator de picnotropía
F	Fator escalares em função do critério de falha de Matsuoka-Nakai
FEM	Método dos elementos finitos
<i>Fortran</i>	Linguagem de programação
FS	Fator de segurança
g	Função de desempenho
G	Módulo de cisalhamento
GARP	Programa para análises de radie estaqueados da universidade de Sydney
$G - E$	Grupo de estacas
G_E	relação da carga média do grupo dividido pela carga da estaca individual para o mesmo deslocamento, ambos no trecho elástico
GPFees	Grupo em Fundações, Ensaio de Campo e Estruturas de Contenção da UnB
G_s	Densidade sólidos
$G(\rho)$	Função da influência da densidade normal
HP	Hipoplasticidade
HPS	Hipoplasticidade com estrutura
\mathbb{I}	Tensor unitário de quarta ordem
\mathbf{I}	Tensor unitário de quarta ordem em notação compacta
I_D	Índice de material
\mathbb{I}^{dev}	Tensor unitário desviador de quarta ordem
\mathbf{I}^{dev}	Tensor unitário desviador de quarta ordem em notação compacta

INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
I_P	Índice de plasticidade
$I_{\nu\alpha}$	índice de viscosidade
I_1, I_2, I_3	Invariantes do tensor de tensões
k	Parâmetro de degradação da estrutura
k_D	Índice de tensão horizontal
K	Relação da tensão lateral e vertical
K	Módulo volumétrico
K_s	Coefficiente de tensão lateral para uma amostra remoldada
K_0	Coefficiente de tensão lateral no repouso
L	Comprimento do radier
\mathcal{L}	Tensor de quarta ordem função do tensor de tensões de Cauchy
L_e	Longitude da estaca
L-E	Linear-Elastico
L^{sy}	Variável que afeta a deformação volumétrica $\epsilon_v^{p(sy)}$
L^*	Comprimento entre eixos das estacas no radier
m	Tensor de segunda ordem que tem a lei de fluxo incorporada
M_c	Inclinação de invariantes de tensão q e p que chegam ao estado crítico
M-C	Mohr-Coulomb
M_{EDO}	Módulo de compressão unidimensional
<i>Min. Quad.</i>	Método dos mínimos quadrados
ML	Silte de baixa compressibilidade
MS	Margem de segurança
$M(\theta)$	Inclinação no estado crítico com o critério de ruptura de Argyris-Sheng
n	Porosidade
n_e	Número de estacas no radier estacado
N	Projeção da curva para um índice de vazios com tensão efetiva média 1kPa
N	Tensor de segunda ordem com a lei de fluxo e a função de tensão crítica
N	Norte
NCL	Linha de norma adensamento
N_c, N_q, N_γ	Fatores de capacidade de carga, que são função do ângulo de atrito interno
N_{SPT}	Número de golpes do ensaio <i>SPT</i>
N_{60}	Número de golpes do ensaio <i>SPT</i> corrigido
OCR	razão de pré-consolidação
P	Carga
P_a	Pressão para uma separação de membrana de 0,05 mm
P_b	Pressão de gás a uma deformação radial do diafragma de 1,1 mm
P_{bu}	Resistência última por ponta
P_c	Pressão interna do diafragma para voltar à posição P_a
P_e	Probabilidade
P_{est}	Probabilidade
P_{GE}	Capacidade de carga do grupo de estacas
P_{max}	Carga máxima do ensaio
P_{med}	Carga média de trabalho do grupo
$P_{medelas}$	Carga da estaca individual para o mesmo deslocamento, no trecho elástico
P_{trab}	Carga de trabalho
$PP3$	Estação do metrô do DF
$PPGGeot$	Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB
P_{RE}	Capacidade de carga no radier estacado
P_{su}	Resistência última do atrito

P_{su}	Resistência última do atrito
P_{ti}	Cargas suportada pelo Radie Estaquado no esquema de Poulos de 1980
P_{ult}	Carga de ruptura ou última
p	Tensão efetiva média
p_c	Tensão de pré-adensamento
p_{Conf}	Pressão confinante no ensaio triaxial
p_{Max}	Tensão efetiva média máxima
p_{Min}	Tensão efetiva média mínima no ensaio traxial
p_v	Tensão efetiva vertical
p_{1e}	Tensão maior a que o solo foi submetido no SLCC
p_1	Tensão atual no SLCC
p_e^*	Tensão efetiva média Hvorslev no modelo HP
\dot{p}_c	Lei de endurecimento do modelo CCM
$p'_{y,i}$	Tensão de plastificação
q	Tensão desviadora
q_{Max}	Tensão desviadora máxima
Q	Função de potencial plástico
Q_P	Capacidade de carga da estaca isolada
Q_{PG}	Capacidade de carga do grupo de estacas
$Q(\omega)$	Função da influencia da estrutura
r	Relação do módulo volumétrico e o módulo de cisalhamento não drenados
R	Razão de recalque aparente
R_{est}	Carga projeto estrutural
$R - E$	Radier estaqueado
Re_ν	Resistência atual a uma velocidade diferente à de referência
$Re_{\nu\alpha}$	Resistência de referência à velocidade do ensaio
R_G	Fator de grupo em grupo de estacas
R_m	Constante para o cálculo do módulo M no ensaio DMT
R_M	Normalização de R sobres as áreas do radier
R_{res}	Carga resistente
R_S	Taxa de recalque do grupo
s	Estrutura
s_f	Fator limite para a estrutura no HPS
s^*	Velocidade de deformação vertical no ensaio
s_r	Recalque de ruptura
S	Grau de saturação
$SAAM$	Silte arenoso, consistência média, aderência ligeiramente de cor marrom
$SADB$	Silte arenoso de consistência dura e cor branca
$SARA$	Silte arenoso de consistência rija e cor amarela
SBS	Superfície estado limite
SCC	Cam Clay modificado com estrutura
S_{est}	Variável aleatória da solicitação
SIA	Setor de indústria e abastecimento
S_i	Fator de estrutura no HPS
$SLCC$	Subloading Cam Clay
$SMAS$	Setor de Múltiplas Atividades Sul
SOM	Swept-out-memory
SPT	Ensaio de penetração padrão

SPT-T	Ensaio de penetração padrão com torque
t	Tempo
$\tan \varphi_a$	Ângulo de atrito entre o solo e estaca
T_{ij}	Modelo proposto por Nakai et al. (2011)
T_P	Torque pico
T_R	Torque residual
\mathbf{T}	Tensor de taxa de câmbio das tensões no tempo
$\overset{\circ}{\mathbf{T}}$	Tensor objetivo de Zaremba-Jaumann
$\hat{\mathbf{T}}$	Divisão do tensor de tensões de Cauchy sobre seu traço
\mathbf{T}^*	Parte desviadora do tensor de tensões
UMAT	Sub-rotina do programa Abaqus para o comportamento do material
UnB	Universidade de Brasília
v	Volume específico
Var	Variância
$Var(g)$	Variância da função de desempenho
V^e	Volume elástico
V^p	Volume plástico
w	Umidade
w_L	Limite de liquidez
w_P	Limite de plasticidade
W	Peso da estaca
W_{tra}	Energia de deformação ou trabalho por unidade de volume
x_i	Variável
$x_{simulao}$	Variáveis em uma simulação
x_{prueba}	Variáveis em um ensaio
Y	Escalar que contém a função de tensão crítica
Y_0	Ponto de plastificação
Z_{bi}	Profundidade onde geram tensões normais pela ponta da estaca
Z_i	Profundidade onde gera tensão de cisalhamento por atrito da estaca
Z_m	Profundidade para as equações no ensaio DMT
α	Fator da lei de compressão em HP
β	Fator de deslocamento da curva proposto por Aoki
β_E	Índice de confiabilidade
γ	Peso específico
γ_d	Peso específico seco
γ_s	Peso específico sólido
δ	Recalque
δ_E	Recalque de uma estaca isolada
δ_G	Recalque do grupo de estacas
δ_{max}	Recalque máximo
δ_{tra}	Recalque de trabalho
δ_{ult}	Recalque na carga última
δ^*	Distância entre superfícies no espaço de tensões no SLCC
ΔA	Constante de calibração do ensaio DMT
ΔB	Constante de calibração do ensaio DMT
Δe	Índice vazios pela estrutura
Δu	Excesso de poropressão
ΔV	Delta de Volume

ϵ	Deformação unitária
$\dot{\epsilon}$	velocidade de deformação vertical atual
$\dot{\epsilon}_\alpha$	Velocidade de referência
ϵ_d	Deformação de cisalhamento
$\dot{\epsilon}_d^*$	Taxa de deformação de dano
ϵ_{Max}	Deformação unitária máxima no ensaio triaxial
$\epsilon_v^{p(sy)}$	Deformação volumétrica de subplastifacação
ϵ	Tensor de deformações de segunda ordem
ϵ_a	Deformação axial
ϵ^e	Tensor de deformação elástica
ϵ^p	Tensor de deformação plástica
ϵ_v	Deformação volumétrica
ϵ_v^p	Tensor de deformação plástica volumétrica
ζ_{RE}	Coefficiente de relação entre a capacidade de carga do radier estaqueado e o grupo de estacas
η	Relação de invariantes de tensão q e p
η^*	Fator de eficiência do grupo de estacas
θ	Ângulo de Lode
ϑ	Constante da lei de compressão do modelo
κ	Inclinação do adensamento na parte de recompressão
κ_{ISO}	Inclinação do adensamento na parte de recompressão em um ensaio isotropico
κ^*	Inclinação do adensamento de recompressão no plano duplo logarítmico natural
λ	Inclinação do adensamento normal
λ_{ISO}	Inclinação do adensamento normal de um ensaio isotropico
λ^*	Inclinação do adensamento normal em um plano duplo logarítmico natural
μ	Coefficiente de Poisson
μ_e	Média dos dados
μ_R	Média da carga resistente
μ_S	Média da carga do projeto estrutural
μx_i	Valor esperado da variável
ν	Coefficiente de Poisson
ξ	Parte desviadora do tensor de tensões
ρ	Variável que representa o pré-adensamento do solo no SLCC
σ	Tensor de tensões de segunda ordem
σ_{bi}	Tensões normais geradas pela ponta da estaca
σ_e	Desvio padrão
σ'_h	Tensão lateral efetiva no local
$\sigma_{i,j}$	Tensor de tensões em notação inicial
σ_n	Tensão normal entre o solo e estaca
σ_p	Desvio padrão
σ'_{pa}	Tensão de Pré-consolidação no campo
σ_R	Desvio padrão da carga resistente
σ_S	Desvio padrão da carga do projeto estrutural
σ'_v	Tensão vertical efetiva no local
σ_{vb}	Tensão vertical na ponta da estaca
σ'_w	Tensão pela poropressão

τ_a	Resistência a cisalhamento do contato solo estaca
τ_i	Tensão de cisalhamento por atrito da estaca
Φ	Função de distribuição de probabilidade de Gauss
ϕ	Ângulo de atrito
$\dot{\phi}$	Escalar da proporcionalidade plástica
ϕ_a	Ângulo de atrito solo estaca
ϕ_c	Ângulo de invariantes de tensão q e p que chegam ao estado crítico
ϕ_u	Ângulo de atrito não drenado
ω	Variável para assemelha a uma densidade adicional à densidade no SLCC
ω_s	Parâmetro da lei de fluxo em SCC
ω^*	Escalar em função do ângulo do estado crítico
1	Tensor unitário de segunda ordem

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA

Nas últimas três décadas houve uma evolução muito importante das modelagens numéricas do ponto de vista de uso de ferramentas computacionais para previsão do comportamento de estruturas geotécnicas. No entanto, a maioria das análises derivadas deste tipo de simulações devem ser estudadas sob uma perspectiva qualitativa. Existem fatores que afetam diretamente os resultados das simulações, resultando numa alta dispersão entre os resultados numéricos e os dados reais *in situ*.

Por isto, um dos objetivos principais que a geotecnia quer alcançar é o de prever ou validar dados obtidos em problemas geotécnicos reais ou ensaios de verdadeira grandeza. Por este motivo as modelagens numéricas e seus resultados têm tido sucesso entre os pesquisadores que trabalham nesta área.

De acordo com o mencionado, vale mencionar ou acrescentar que o sucesso das simulações numéricas dependem de muitos aspectos. Dentre os mais importantes estão a escolha do modelo constitutivo que melhor represente o comportamento do solo no problema geotécnico, e a obtenção dos parâmetros do modelo constitutivo de forma adequada e levando em consideração a variabilidade intrínseca e epistêmica dos parâmetros do solo.

Nesta pesquisa serão usados os modelos constitutivos elastoplástico e hipoplástico para argilas com estrutura, tendo em conta a variabilidade dos parâmetros nos modelos. Com isto são feitas simulações para obter o comportamento de grupos de estacas assentadas no solo típico da cidade de Brasília, no Distrito Federal (DF) do Brasil.

1.2 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA E JUSTIFICATIVA

Brasília está localizada na região central do Brasil, em uma altitude de 1172 acima do nível médio do mar, em um depósito de solo tropical argiloso residual, e/ou sedimentar, segundo Camapum de Carvalho et al. (1993) altamente intemperizado (laterita). Este solo tem uma forte presença de alumínio e ferro por processos de lixiviação nas camadas superiores, levando, como resultado, a um solo com grãos do tamanho de areia, alta porosidade, elevado índice de vazios alto (da ordem até 2,0), permeabilidade também bastante alta (10^{-3} a 10^{-4} cm/s) e uma estrutura cimentada altamente instável, que ao alterar o estado de tensões ou de umidade apresenta uma forte variação de volume (colapso). Apesar do exposto, a maioria das estruturas geotécnicas construídas em Brasília estão assentes neste horizonte de solo, que pode se estender até 30 m de profundidade, onde o nível d'água pode-se encontra a 5 m de profundidade (Camapum de Carvalho et al., 1993).

Do mencionado, percebe-se a necessidade de entender o comportamento de fundações profundas no solo de Brasília, em específico para micro-estacas do tipo *Anker Alluvial*. Este tipo de solução começou recentemente a ser muito utilizada na cidade de Brasília, por sua velocidade e economia (Barbosa, 2009), no entanto o assunto tem sido pouco estudada até o presente momento.

Para avaliar este problema realizam-se nesta tese modelagens em elementos finitos com modelos constitutivos que levam em conta a estrutura do solo.

1.3 OBJETIVO DA PESQUISA

1.3.1 OBJETIVO GERAL

Nesta pesquisa analisa-se o comportamento de grupos de estacas *Alluvial Anker* no solo do Distrito Federal. Para alcançar tal objetivo foram realizados ensaios laboratoriais, ensaios de campo, inclusive provas de carga em grupos de estacas em verdadeira grandeza e uma modelagem numérica para o entendimento inicial do comportamento destes tipos de fundações na cidade de Brasília.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Nesta pesquisa, busca-se alcançar os seguintes objetivos específicos quanto ao comportamento da estaca *Alluvial Anker*:

- Prever o comportamento mecânico aproximado da argila porosa estruturada do Distrito Federal, por meio de ensaios de caracterização, ensaios triaxiais e ensaios de campo;
- Testar modelos constitutivos que levam em conta a influência da estrutura do solo. Com isto compara-se e avalia-se o desempenho destes modelos para descrever o comportamento mecânico da argila “porosa” do Distrito Federal;
- Contribuir para o entendimento dos fatores da interação placa-estaca no comportamento de grupos de estacas e radier estaqueados do Distrito Federal;
- Realizar uma análise paramétrica por meio de modelagens numéricas para se avaliar a influência da variabilidade dos parâmetros do solo nas provas de carga e sua influência na carga última;
- Entender os mecanismos de tensões e deslocamentos gerados nos grupos de estacas *Alluvial Anker* na parte experimental e numérica, quando é feita uma prova de carga.

1.4 METODOLOGIA

Visando desenvolver os objetivos gerais e específicos descritos na Seção 1.3, a pesquisa considera o desenvolvimento de três etapas de trabalho: revisão bibliográfica, estudo do comportamento mecânico no solo do DF e modelagens numéricas. Na Figura 1.1 são apresentadas graficamente as etapas dois e três. A etapa da revisão bibliográfica não é levada em conta no gráfico porque foi desenvolvida ao longo de toda a pesquisa.

Metodologia para o entendimento do comportamento de grupo de estacas “Alluvia Anker” no solo do DF

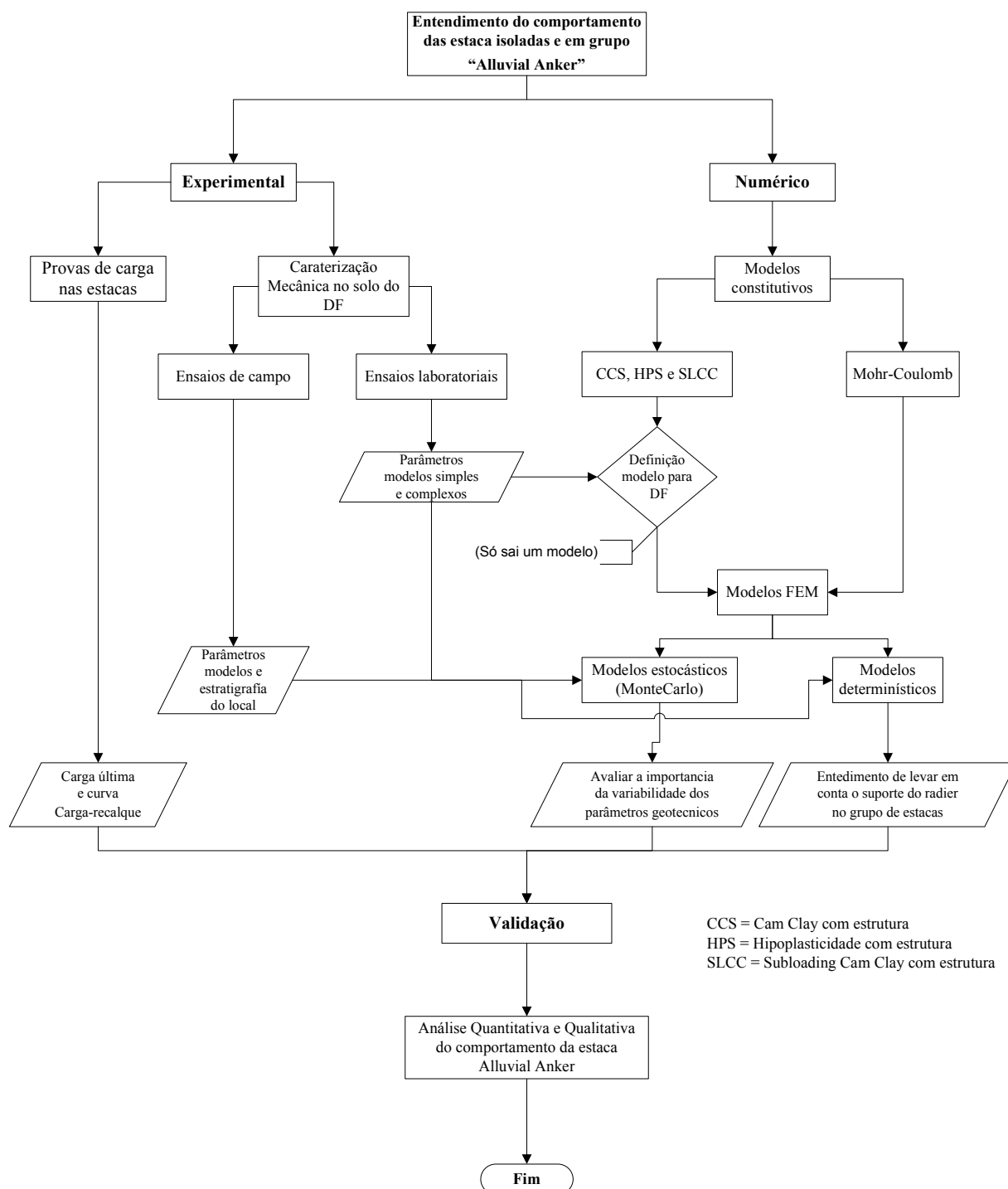


Figura 1.1: Metodologia geral para desenvolvimento da pesquisa

1.5 ORGANIZAÇÃO DA TESE

A tese está dividida em nove capítulos e seis anexos. Uma descrição dos assuntos abordados nos capítulos é tratada a seguir.

O primeiro capítulo é constituído pela presente introdução com a contextualização do tema de estudo, a apresentação do problema, a justificativa para o uso da fundação com estaca *Alluvial Anker*, o objetivo geral e específicos desta tese, e a metodologia. Também é apresentado neste capítulo o escopo da tese.

No segundo capítulo são tratados os conceitos básicos do comportamento do solo estruturado do Distrito Federal, e a estaca *Alluvial Anker*. Posteriormente apresenta-se uma revisão dos modelos constitutivos básicos que são utilizados na pesquisa, e o estado da arte do comportamento do grupos de estacas e radier estaqueados, além da modelagem de estacas em elementos finitos e modelagem estocástica de estruturas geotécnicas.

No capítulo três, mostra-se a caracterização do solo estudado que foi feita por meio de ensaios laboratoriais de caracterização, ensaios triaxiais e ensaios de campo (SPT e DMT). Desta forma, foi possível obter a classificação do solo, seu comportamento mecânico e o perfil geotécnico do local.

No capítulo quatro, apresentam-se um estudo do comportamento mecânico das estacas *Alluvial Anker*, o qual foi realizado por meio de provas de carga de estacas trabalhando em grupo. Neste capítulo é mostrada também a localização do campo experimental Solotrat concebido para realizar as provas de carga, os tempos de construção das estacas do campo, com os resultados das provas de carga e a determinação da carga última suportada pelos grupos de estacas e radier estaqueados.

No capítulo cinco são mostrados os modelos constitutivos com estrutura estudados nesta pesquisa. Primeiramente são apresentadas as trocas realizadas dos modelos básicos que não incluem estrutura, seguido da implementação resumida dos modelos com estrutura derivados dos modelos básicos e testes realizados para assegurar que as implementações fossem realizadas corretamente.

No capítulo seis foram realizadas as simulações e comparações dos ensaios triaxiais apresentados no capítulo três, usando os modelos constitutivos implementados anterior-

mente. Desta forma, foi possível concluir qual modelo adapta-se melhor às características gerais do solo do DF.

O capítulo sete apresenta as modelagens em elementos finitos realizadas para cada um dos grupos de estacas feitos no campo experimental. Neste capítulo é apresentada a metodologia com que foram implementados os modelos de elementos finitos. Como resultados, mostram-se os parâmetros calibrados para representar as provas de carga realizadas no campo experimental e os mecanismos de tensões e deslocamentos gerados nos grupos de estacas. São ainda apresentadas as porcentagens de carga das estacas em grupo e as porcentagens de contribuição do radier e das estacas.

No capítulo oito, apresentam-se as modelagens em elementos finitos (estocásticas) tendo em conta a variabilidade intrínseca do solo. Deste, obtém-se a influência dos parâmetros do modelo elastoplástico nas provas de carga. A influência mínima e máxima do radier no grupo de estacas, levando-se em conta a variabilidade dos parâmetros do solo, é conhecida

Por último, no capítulo nove são apresentadas as conclusões obtidas do presente trabalho e sugestões de trabalhos futuros a se desenvolverem como continuação da pesquisa em questão.

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo mostra a revisão bibliográfica dos principais tópicos utilizados para o desenvolvimento desta pesquisa.

2.1 SOLO DO DISTRITO FEDERAL

As características do solo do Distrito Federal são devidas ao seu relevo, clima e geologia. O relevo do DF e em especial do plano piloto é plano e levemente ondulado, considerando uma chapada devido à elevação maior do que 600 m e um relevo causado pela erosão (Blanco, 1995).

O clima de Brasília é definido entre tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco (Codeplan, 1984; Anjos, 2006). Pode-se dizer que possui apenas duas estações no ano. Uma estação fria e seca (meses de maio a setembro), com uma taxa de evaporação elevada, taxa de precipitação baixa, umidade relativa do ar chegando a de 10%, baixa temperatura e nebulosidade. A outra estação é quente e chuvosa (outubro a abril). A Figura 2.1 mostra a precipitação nos meses de 2012 (INMET, último acesso em 09/01/2013).

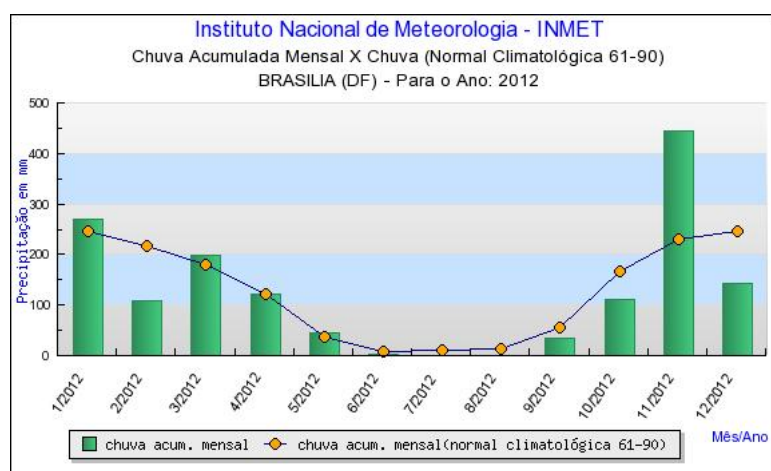


Figura 2.1: Distribuição da precipitação no Distrito Federal no ano 2012. (INMET, último acesso em 09/01/2013)

Quanto a geologia de Brasília, esta é principalmente composta por rochas do grupo Paranoá. As rochas deste grupo têm um metamorfismo baixo, com alternância de quartzitos com granulometria fina a média (unidade Q3), metassiltito argiloso (unidade S), metarritmito arenoso (unidade R3), metarritmito argiloso (unidade R4) e ardósia (unidade A), conforme nomenclatura adotada por Freitas-Silva & Campos (1998) (Figura 2.2).

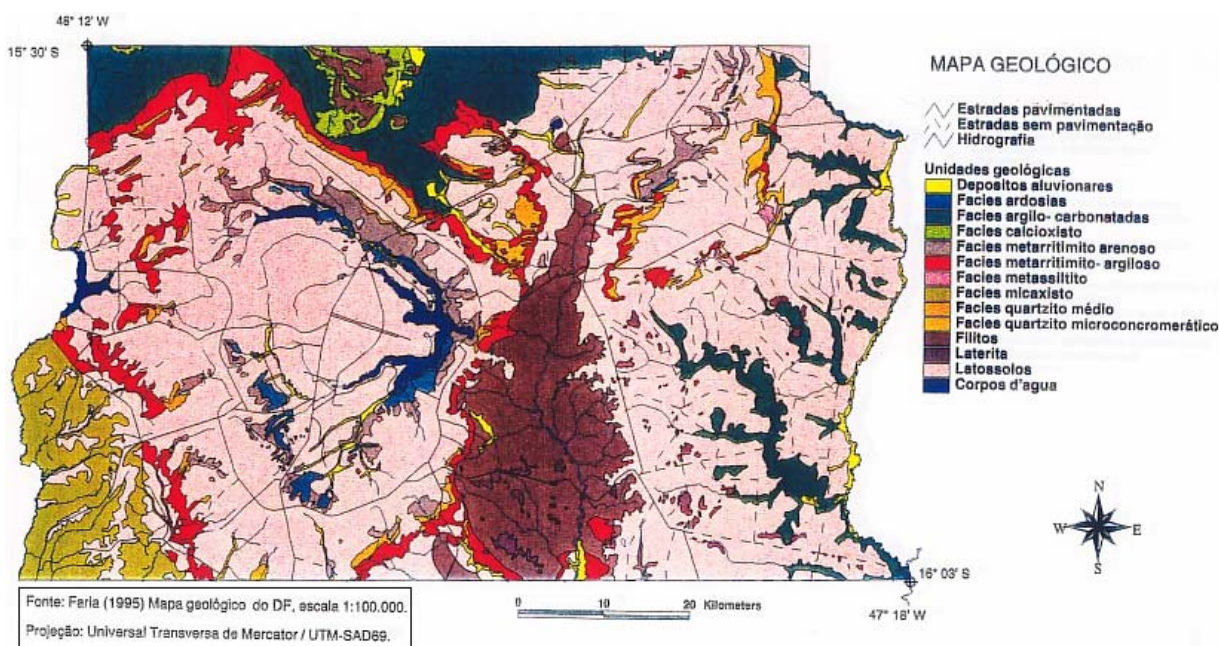


Figura 2.2: Distribuição das unidades pedológicas no Distrito Federal. Anjos (2006)

Os solos encontrados no subsolo da cidade de Brasília são residuais e sedimentares, compostos por agregados (grãos de quartzo) de uma matriz fortemente argilosa, interligados por pontes de argila. Estes solos apresentam forte conteúdo de ferro e alumínio devido aos processos de lixiviação. O índice de vazios (e) é alto, da ordem de 1,0 a 2,0 (Cardoso, 2002). Os processos anteriores geram um aglomerado argiloso do tamanho de uma areia, de alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} cm/s). O conglomerado é constituído de argila, silte e areia fina, com a presença de macro e micro poros. Este material tem sido chamado pelos geotécnicos da região de “argila porosa” (Camapum de Carvalho et al., 1993). Esta argila apresenta uma baixa resistência (SPT variando de 1 a 6 golpes), e sua estrutura instável, quando submetida à mudanças de umidade ou de estado de tensão, pode sofrer colapso (abrupta mudança de volume)(Camapum de Carvalho et al., 1993; Anjos, 2006). Apesar do exposto anteriormete, têm-se que a maioria das estruturas subterrâneas rasas construídas em Brasília estão neste horizonte de solo, que pode ter até 30 m de espessura e nível d’água

posicionado até 5 m de profundidade do nível no terreno, o que destaca a importância de uma melhor compreensão do comportamento deste tipo de solo (Camapum de Carvalho et al., 1993).

Têm sido desenvolvidos estudos detalhados do perfil do solo nesta área. Dentre eles tem-se Camapum de Carvalho & Cunha (1996), Araki (1997), Guimarães (2002), Mota (2003) e Anjos (2006). No trabalho apresentados por Camapum de Carvalho & Cunha (1996), estudou-se o saprólito encontrado no DF, por meio de ensaios de cisalhamento direto, considerando a orientação das foliações das amostras. O resumo dos ensaios são apresentados na Tabela 2.1. Araki (1997) tomou amostras em bloco, metro a metro, até 10 m nas escavações realizadas na Asa Sul, no metrô da cidade na estação *PP3*. Com estas amostras foi obtida a caracterização dos parâmetros de resistência do material na Tabela 2.2, a qual evidencia uma baixa influência da direção do plano de ruptura. A outra parte da caracterização geotécnica é apresentada na Tabela 2.3. Posteriormente, Sales (2000), Guimarães (2002) e Mota (2003) realizaram a caracterização do campo experimental da Universidade de Brasília, obtendo o perfil típico do solo e as características geotécnicas através de ensaios laboratoriais (Tabela 2.4), ensaios de campo do tipo SPT, DMT e CPT (Figuras 2.3 a 2.5). No trabalho apresentado por Cunha et al. (1999) foi realizada uma caracterização da argila porosa por meio da compilação de suas pesquisas realizadas no campo experimental na UnB e outros locais da cidade. Isto foi feito por ensaios de campo e ensaios laboratoriais resumidos na Tabela 2.5 que mostra intervalos dos parâmetros do solo. Destes trabalhos obtiveram-se valores médios dos parâmetros mecânicos usados em alguns modelos constitutivos da argila porosa da cidade de Brasília. Assim: módulo de Young (E) de 8 MPa, ângulo de atrito de 29 graus, a coesão drenada de 22 kPa, o índice de compressibilidade de 0.52 e o índice de recompressão de 0.019.

Tabela 2.1: Resistência ao cisalhamento direto no saprólito do DF (Camapum de Carvalho & Cunha, 1996)

Foliação	Coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)
Horizontal	13,6	38,3
Com inclinação	29,8	36
Vertical	0,4	37,5

Tabela 2.2: Resumo dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto na umidade natural da estação PP3 do Metrô-DF (Araki, 1997)

Profundidade (m)	Coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)
2 ¹	9	38,3
2 ²	14	36
6 ¹	16	37,5
6 ²	22	32,3
10 ¹	16	37,6
10 ²	23	32

¹ Plano de ruptura na direção vertical

² Plano de ruptura na direção horizontal

Tabela 2.3: Resumo dos ensaios de caracterização geotécnica da estação PP3 do Metrô-DF (Araki, 1997)

Parâmetro	Símbolo, Unidade	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m
Peso específico	γ , kN/m^3	15,18	12,5	14,6	15,6	15,8	15,2	16,2	15,8	15,9	15,9
Umidade	w %	28	37	39,8	41,9	41,8	41,5	42,8	39,6	38,9	38,6
Peso específico seco	γ_d , kN/m^3	12,3	9,2	10,4	11,0	11,2	10,8	11,4	11,1	11,4	11,5
Índice de vazios	e_0 -	1,2	2,2	1,6	1,5	1,4	1,6	1,3	1,4	1,4	1,4
Grau de saturação	S %	62,4	49,3	67,1	76,9	79,0	73,6	85,4	74,5	77,0	75,9
Densidade sólidos	G_s -	2,76	2,92	2,73	2,73	2,73	2,75	2,66	2,69	2,71	2,77
Limite de liquidez	w_L %		50,0		49,0		51,0		72,0		64,0
Limite de plasticidade	w_p %		30,0		37,0		36,0		46,0		49,0
Índice de plasticidade	I_p -		20,0		12,0		15,0		26,0		15,0
Areia média	%	2,0	2,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0
Areia fina	%	8,0	16,0	14,0	10,0	7,0	25,0	14,0	4,0	18,0	3,0
Silte	%	13,0	12,0	9,0	7,0	15,0	6,0	3,0	6,0	10,0	7,0
Argila	%	77,0	70,0	76,0	82,0	77,0	68,0	82,0	90,0	72,0	90,0

Tabela 2.4: Resposta dos ensaios realizados no campo experimental da UnB (Guimarães, 2002)

Parâmetro	Símbolo, Unidade	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m
Peso específico sólidos	γ_s , kN/m^3	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
Peso específico seco	γ_d , kN/m^3	10,32	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
Peso específico	γ , kN/m^3	13,33	13,67	14,65	14,45	14,95	14,39	15,44	18	17,78	17,53
Índice de vazios	e_0 , -	1,60	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
Porosidade	n , %	61,60	61,10	56	55,90	55,60	53,50	51,70	47,20	49	51,9
Grau de saturação	S , %	49,9	54,5	57,6	54,4	54,9	45,9	51,6	89,8	82,1	83,2
Limite de liquidez	w_L , %	38	36	39	41	45	44	46	43	44	46
Limite de plasticidade	w_p , %	28	26	29	29	34	33	35	34	26	30
Índice de plasticidade	I_p , %	10	10	10	12	11	11	11	9	18	16
Índices de compressibilidade	C_c , -	0,52	0,63	0,47	0,50	0,48	0,40	0,32	0,25	0,078	0,12
Índices de recompressão	C_s , -	-	0,024	0,019	0,018	0,015	0,020	0,017	0,014	0,030	0,048
Tensão de Pré-consolidação	σ'_{pa} , kPa	30	33	81	57	80	100	98	107	150	156
Razão de pré- consolidação	OCR , -	2,3	1,2	1,9	1,0	1,1	1,2	1,0	0,9	1,1	1,0

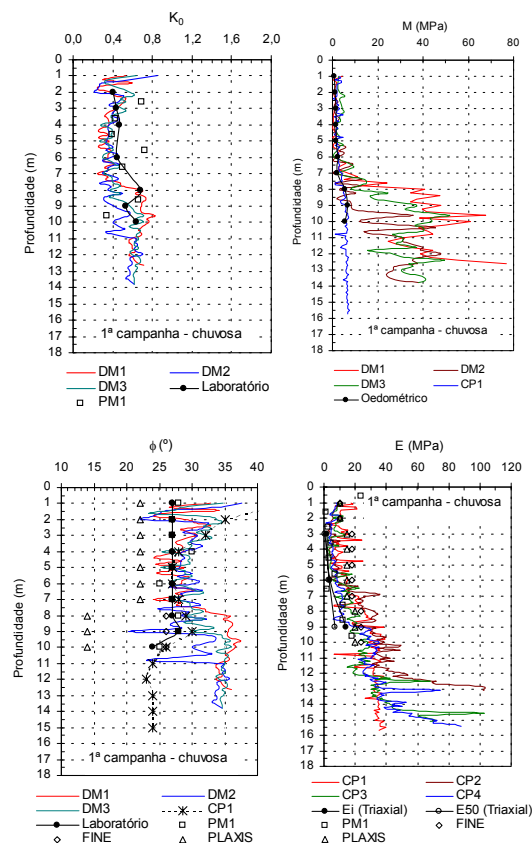


Figura 2.3: Resultados da 1a. campanha (estação chuvosa) (Mota, 2003)

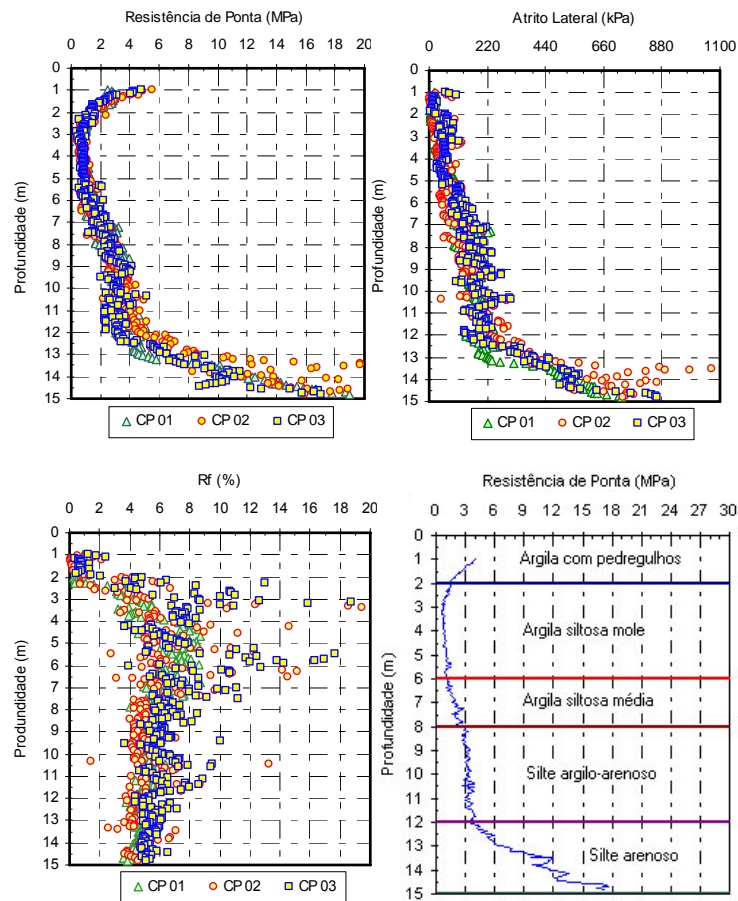


Figura 2.4: Perfil estratigráfico do CE UnB via ensaio de CPT. (Anjos, 2006)

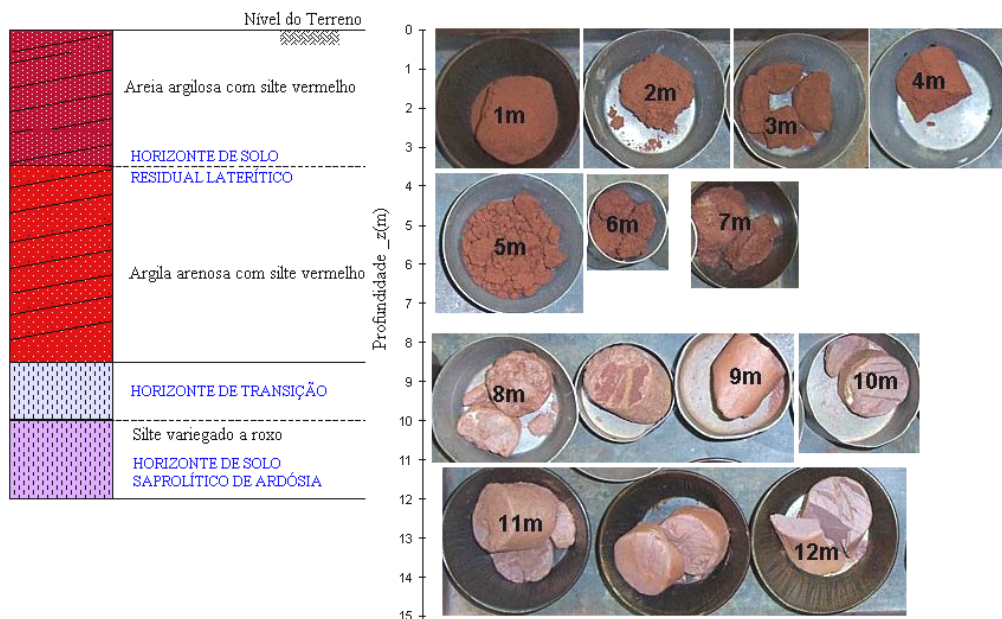


Figura 2.5: Amostras deformadas via ensaio SPT (Adaptado de Pastore (1996) referenciado por Anjos (2006))

Tabela 2.5: Parâmetros aproximados da argila porosa de Brasília (Cunha et al., 1999)

Parâmetro	Unidade	Intervalo de valores
Percentagem de areia	%	12 – 27
Percentagem de silte	%	8 – 36
Percentagem de argila	%	37 – 80
Percentagem de umidade	%	20 – 34
Peso específico	kN/m ³	17 – 19
Grau de saturação	%	50 – 86
Índice de vazios	-	1.0 – 2.0
Limite de liquidez	%	25 – 78
Limite de plasticidade	%	20 – 34
Índice de plasticidade	%	5 – 44
Modulo de Young	MPa	2 – 14
Coesão drenada	kPa	10 – 34
Ângulo de atrito	°	25 – 33
Coefficiente de pressão de terra em repouso	-	0.4 – 0.6
Coefficiente de permeabilidade	cm/s	10 ⁻⁶ – 10 ⁻³

2.2 ESTACA *ALLUVIAL ANKER*

A estaca Alluvial Anker é um tipo de fundação utilizada com sucesso no solo do DF. Não obstante, até o momento da realização desta pesquisa não existem pesquisas científicas que demonstrem o desempenho deste tipo de fundação. Nesta seção mostra-se o processo de construção da estaca mencionada e uma revisão da estaca tipo *Ischebeck* a qual tem um processo de construção semelhante e já padronizado na norma DIN-14199 (2005).

2.2.1 PROCESSO CONSTRUTIVO

A estaca de pequeno diâmetro *Alluvial Anker* é composta por um tubo de aço sem costura de 2 $\frac{1}{2}$ " de diâmetro e comprimento 50 cm superior à cota de arrasamento, sendo que esse valor excedente serve para auxiliar nas operações de injeção e para suportar o capitel. Na extremidade inferior do tubo é soldada uma ponteira de 13 cm, correspondente ao diâmetro nominal da estaca, com passagem para fluido (Figura 2.6).

Com auxílio de uma perfuratriz a estaca é instalada no solo, sob altíssima rotação, com injeção simultânea da calda de cimento, que também funciona como elemento refrigerador da ferramenta de corte e de retirada do resíduo de perfuração. Outra forma de executar esta etapa é utilizando água como fluido refrigerante e de limpeza para depois da perfuração injetar-se a calda de cimento (Figura 2.6).

Depois de executadas as estacas, um capitel de concreto armado pré-moldado ou de chapa de aço é instalado em seu topo. A Figura 2.7 apresenta as etapas construtivas. Como vantagens desta estaca, tem-se que o tubo de aço fica de reforço na estaca, o qual leva a uma rápida construção com um tempo em condições ótimas de 15 minutos (para uma estaca de 8 m de comprimento e diâmetro de 13 cm).



Figura 2.6: Fotos do processo construtivo da estaca *Alluvial Anker*

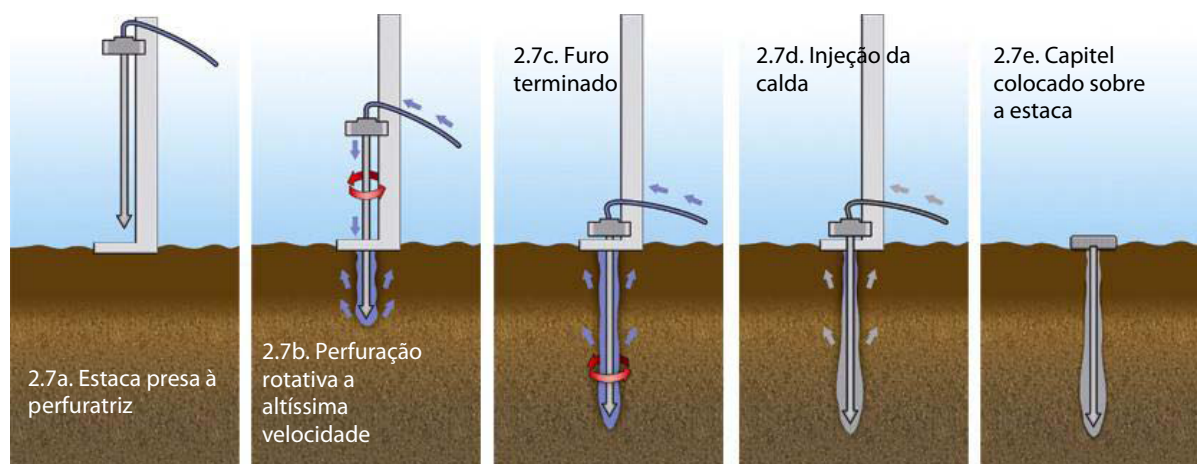


Figura 2.7: Processo de construção da estaca *Alluvial Anker* (Barbosa, 2009)

2.2.2 ESTACA *ISCHEBECK*

Este tipo de fundação é utilizada em projeto geotécnico e de renovação, quando as cargas transmitidas ao solo são pequenas ou quando o acesso para executar as estacas é reduzido. As estacas Ischebeck são constituídas de um tubo rosqueado auto-perfurante de alta pressão com diâmetro de 3 a 10 cm, que serve como um reforço e aplicador da calda de cimento com a pressão de projeto, o qual se liga a uma broca com diâmetro que varia de acordo com o tipo de solo, entre 5 a 28 cm (Figura 2.8). A perfuração é usualmente feita em solos moles ou granulares, com diferentes pressões de injeção dependendo do tipo de solo, o qual conduz a uma mudança do diâmetro nominal que vai de duas vezes o diâmetro para solos de cascalho a 1,2 para rocha muito alterada. Estas estacas trabalham principalmente por fuste e se utilizam de correlações empíricas de resistência a partir dos dados do ensaio SPT. Estas estacas são normatizadas pela norma DIN-4128 (1983) para estacas de injeção, que dá valores de resistência limite de trabalho segundo o tipo de solo.

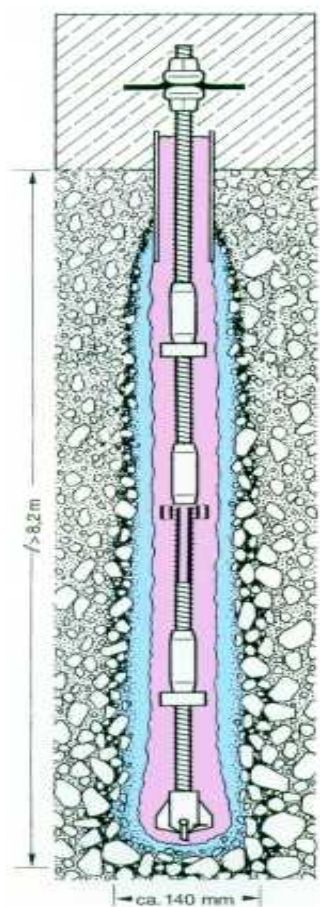


Figura 2.8: Esquema de estaca Ischebeck (Ischebeck, 2006)

2.3 CARGA DE RUPTURA

A curva de carga recalque de uma estaca pode determinar sua carga de ruptura. No entanto, na maioria das vezes não se alcança a ruptura definida durante a prova de carga. Isto é devido ao custo, tempo, a capacidade das reações, falha local da fundação, ou não tratar de danificar a estaca porque irá ser utilizada na fundação (Hachich & Falconi, 2002). Para definir a falha têm sido propostos vários métodos com base em quatro critérios: limite de recalque, limite de deformação, interseção da fases pseudo elástica e pseudo plástico e matemática (Hachich & Falconi, 2002).

Nos métodos de recalque limite se propõe um recalque máximo que será lido na curva de carga recalque. A carga correspondente ao recalque máximo é a carga de ruptura da estaca. Entre os mais conhecidos estão os métodos de Davisson e a norma Brasileira NBR 6122 (Equação 2.1) sendo função do comprimento, diâmetro, o módulo de elasticidade e da carga. Para a norma brasileira também devem-se atender aos requisitos de recalque máximo da norma NBR 8681/84. Outros métodos são: recalque limite relativo que considera um recalque de 10% do diâmetro da estaca (método de Terzaghi, código Inglês) e recalque limite absoluto de 25 mm (método de Holandês e código New York).

$$s_r = \frac{(P_{ult}L_e)}{(A_{est}E_{est})} + \frac{D_{est}}{30} \quad (2.1)$$

s_r : Recalque de ruptura

P_{ult} : Carga de ruptura

L_e : Longitude da estaca

A_{est} : Área da seção transversal da estaca

D_{est} : Diâmetro (mm) do circulo da estaca

E_{est} : Módulo de elasticidade da estaca

Os critérios de deformação limite são baseados no módulo de deformação limite. A modo de exemplo, o método Fuller e Hoy de 1970 prevê que a carga de ruptura é o ponto da curva carga recalque que intersecta um módulo de 0,05 *in/ton* (Hachich & Falconi, 2002).

Os métodos de intersecção da fase pseudo elástico - pseudo plástica são métodos bilineares dadas pela intersecção entre as inclinações das fases plásticas e elásticas. O critério proposto por Butler e Hoy determina a carga de ruptura como a correspondente a ponto da intersecção de duas linhas tangentes, sendo primeira curva corresponde à tangente à curva com uma inclinação de 0.05 in/ton e a segunda é a linha tangente paralela à parte elástica da curva de carga da estaca. Outro método é o de Beer, que desenha a curva em um gráfico duplo logarítmico e aplica-se a intersecção de duas linhas retas que são formadas definindo a carga de ruptura.

Por último, os métodos matemáticos são baseados na extrapolação da curva carga recalque da prova de carga por meio de uma equação. Os tipos de equações propostas são: exponencial (Veen, 1953), parabólica (Brinch Hansen, 1967), hiperbólica (Chin, 1970), polinomial (Massad, 1986). As anteriores equações tendem a um valor assintótico que corresponde à carga de ruptura (Velloso & Lopes, 2010).

2.4 COMPORTAMENTO DE ESTACAS EM GRUPO

Na atualidade dispõe-se de vários métodos para estimar a carga e deformação das estacas, entre os quais encontra-se: métodos empíricos e semiempíricos (Whitaker (1957) e Decourt & Filho (1978)), simplificados (onde o grupo de estacas é substituído por outra fundação mais simples Terzaghi & Peck (1948); Sowers & Sowers (1970); Poulos & Davis (1980); Tomlinson (1986); Dolwin et al. (1994)) e métodos analíticos ou estáticos. Deste último método faz uma revisão bibliográfica mais detalhada que é mostrada a seguir:

A teoria analítica baseia-se nos seguintes pressupostos: solo homogêneo, contínuo e elástico linear. A PARTIR desses pressupostos realiza-se uma solução por equilíbrio estático baseado na mecânica de solos clássica, para definir uma expressão geral da capacidade de carga das estacas em grupo, seja em argila ou areia, determina pelas propriedades do solo (Carranza, 2008).

Na Figura 2.9 são representadas as condições de tensões desenvolvidas no grupo de estacas com uma placa, onde τ_i , τ_j são as tensões de cisalhamento por atrito da estaca a uma profundidade Z_i , Z_j respectivamente e σ_{bi} , σ_{bj} são as tensões normais geradas pela ponta da estaca à profundidade Z_{bi} , Z_{bj} . As tensões (atrito e ponta) são desenvolvidas para suportar cargas P_{ti} y P_{tj} (Poulos & Davis, 1980).

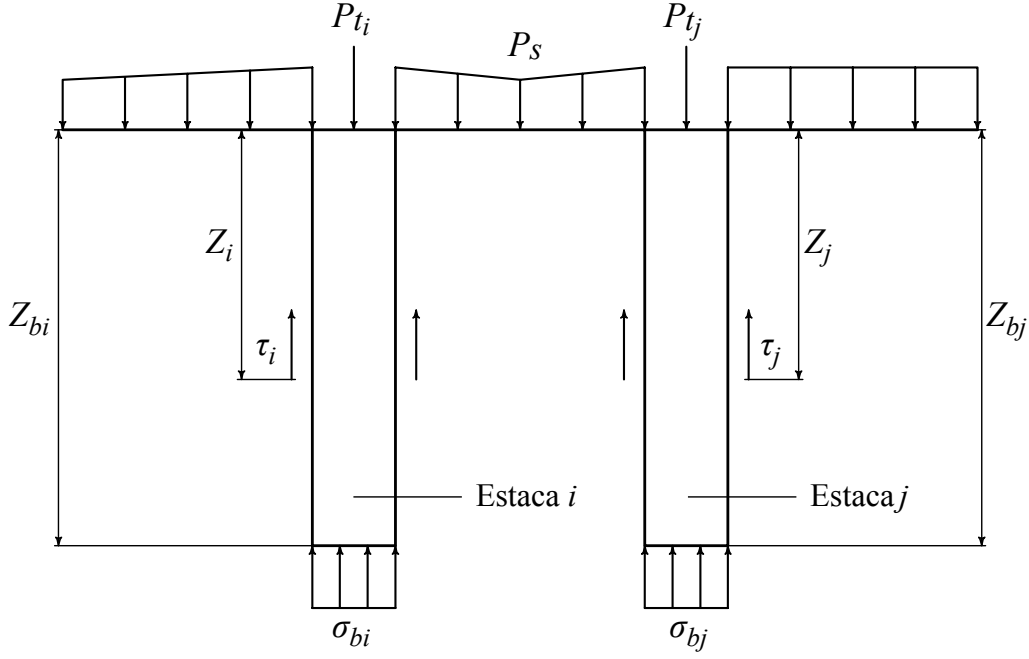


Figura 2.9: Efeitos das tensões em um grupo de estacas com placa de fundação. Carranza (2008)

2.4.1 FORMULAÇÃO CONVENCIONAL DE ESTACAS

A capacidade de carga de um grupo de estacas é a soma da resistência por ponta da estaca e o atrito entre o solo e a estaca, como é mostrado na Equação 2.2. Todo isto multiplicado por um fator de eficiência, a qual pode ter valores de um para areias e menor de um para argilas como apresentou Whitaker (1957).

$$P_{ult} = P_{su} + P_{bu} - W \quad (2.2)$$

P_{ult} : Resistência última da estaca.

P_{su} : Resistência última do atrito.

P_{bu} : Resistência última por ponta.

W : Peso da estaca.

A resistência por atrito (P_{su}) pode ser obtida como a integração da resistência de cisalhamento τ_a na área da superfície exposta ao atrito e está dada pela Equação 2.3 de Mohr-Coulomb (Carranza, 2008).

$$\tau_a = c_a + \sigma_n \cdot \tan \phi_a \quad (2.3)$$

onde

τ_a : Resistência a cisalhamento do contato solo estaca.

c_a : Aderência.

$\sigma_n = k_s \sigma_v$: Tensão normal entre o solo e estaca.

$\tan \phi_a$: Ângulo de atrito entre o solo e estaca.

A Integração da Equação 2.3 em P_{su} com relação a C (perímetro da estaca) e L_e (comprimento da estaca) resulta a Equação 2.4.

$$P_{su} = \int_0^{L_e} C(c_a + k_s \sigma_v \cdot \tan \phi_a) dz \quad (2.4)$$

A resistência última da ponta P_{bu} obtém-se da equação clássica de capacidade de carga na Equação 2.5.

$$P_{bu} = A_b(cN_c + \sigma_{vb}N_q + 0.5\gamma DN_\gamma) \quad (2.5)$$

onde

A_b : Área na ponta da estaca.

c : Coesão do solo.

σ_{vb} : Tensão vertical na ponta da estaca.

γ : Peso unitário do solo.

D : Diâmetro da estaca.

N_c, N_q, N_γ : Fatores de capacidade de carga, que são função do ângulo de atrito interno do solo, a densidade relativa e a geometria da estaca.

De todo o anterior obtém-se a Equação geral 2.6 de capacidade de carga ultima P_{ult} .

$$P_{ult} = \int_0^{L_e} C(c_a + k_s \sigma_v \cdot \tan \phi_a) dz + A_b(cN_c + \sigma_{vb}N_q + 0.5\gamma DN_\gamma) - W \quad (2.6)$$

Em solos argiloso a Equação 2.6 é reduzida à Equação 2.7, com as seguintes simplificações: solo normalmente adensado ou levemente sobre-adensado, o estado não drenado é a situação mais crítica. As condições drenadas ocorrem perto da área de atrito da estaca (segundo Burland citado por Carranza (2008)), solo saturado para um ângulo de atrito não drenado $\phi_u=0$ e ângulo de atrito solo estaca $\phi_a=0$ (obtendo valores de $N_q=1$ e $N_\gamma=0$ para $\phi=0$), estacas de área de base pequena $A_b \sigma_{vb} = W$

$$P_u = \int_0^{L_e} C c_a dz + A_b c_u N_c \quad (2.7)$$

donde

c_u : Coesão não drenada.

Para estacas construídas em argila rígidas ou sobre-adensadas, a capacidade de carga drenada pode ser o caso critico (Vesic, 1977). Para encontrar a equação neste caso, supõe-se que a aderência entre o solo e a estaca é igual a zero ($c_a = 0$), obtendo um $N_\gamma = 0$ e $N_c = 0$ como é apresentado na Equação 2.8.

$$P_u = \int_0^{L_e} C(k_s \sigma'_v \tan \phi_a dz + A_b \sigma'_{vb} N_q) - W \quad (2.8)$$

Na equação 2.8 para argilas rígidas Burland sugere que $K_s = K_0$ e ϕ_a pode ser considerado como o ângulo de atrito para uma amostra remoldada, dando um valor maior para estacas feitas in situ e um menor valor para estacas cravadas. No ano de 1976 Meyerhof apresentou dados que indicam que K_s para estacas cravadas em argila rígida tem 1.5 vezes K_0 , enquanto K_s para estacas feitas in situ toma um 1/2 do valor determinado para estacas cravadas (Carranza, 2008). Para argilas sobreadensadas, o K_0 pode ser determinado aproximadamente como:

$$K_0 = (1 - \sin \phi) \sqrt{OCR} \quad (2.9)$$

onde OCR é a relação de sobre-adensamento.

2.4.2 COESÃO NÃO DRENADA DE SOLO-ESTACA (c_u)

A aderência não drenada entre o solo e a estaca varia por muitos fatores, incluindo o tipo de estaca, tipo de solo, o método de instalação entre outros. Para obter o valor do c_a

para certas condições de solo se recomenda a realização de uma prova de carga. Não sendo realizada a prova de carga, para estacas cravadas a relação de c_a/c_u e c_u é representada na Figura 2.10 geralmente para argilas moles $c_a/c_u = 1.0$. Para estacas in situ c_a/c_u é mostrado na Tabela 2.6 onde fatores de aderência são expressos em termos da resistência remoldada c_r . Skempton (1959) sugere um limite superior de $c_a \leq 96$ kPa.

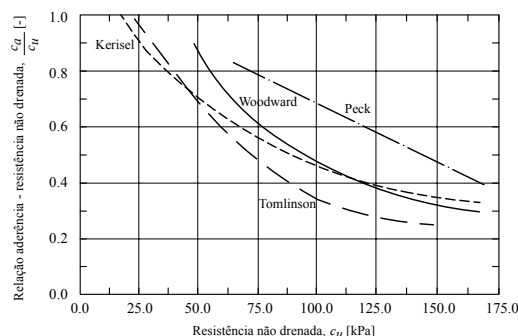


Figura 2.10: Fatores de aderência para estacas cravadas em argila, adaptado de McClelland (1974)

Tabela 2.6: Fatores de aderência para estacas escavadas em argila, adaptado de Poulos & Davis (1980)

Tipo de Solo	Fator de Aderência	Valor	Referência
Argila de Londres	c_a/c_u	0.25 – 0.70 média 0.45	Golder and Leonard (1954) Tomlinson (1957) Skempton (1959)
Argilas sensível	c_a/c_r	1.00	Golder (1957)
Argila altamente expansiva	c_a/c_u	0.5	Golder and Leonard (1954) Mohan and Chandria (1961)

2.4.3 FATOR DE CAPACIDADE DE CARGA (N_c)

Os valores de N_c usados na atualidade foram propostos por Skempton (1951) para uma base circular, com valores de 6,14 para fundações superficiais e valor limite de 9 para profundidades superiores a 4 vezes o diâmetro. Sowers & Sowers (1970) reportou fatores que variam de $5 < N_c < 8$. Mohan & Jain (1961) em modelos físicos desenvolvidos em argila encontrou valores de $5,7 < N_c < 8,2$ para argilas expansivas. A variação do valor N_c está associado com o comportamento de tensão-deformação do solo, dependendo do estado das argilas não sensíveis encontraram-se valores de $7.4 < N_c < 9,3$ (Ladanyi, 1963). Bishop et al. (1945) identificou N_c para uma base circular, conforme Equação 2.10.

$$N_c = 1 + \frac{4}{3} \left[1 + \ln \frac{E_u}{3c_u} \right] \quad (2.10)$$

2.5 SISTEMAS EM RADIER ESTAQUEADO

O termo radier estaqueado se refere, em termos gerais, a um sistema em que trabalham duas componentes conjuntamente: estaca e radier (placa) (Janda et al., 2009). Estes componentes interagem entre si e com o solo circundante para suportar cargas verticais, horizontais e momentos provenientes das cargas impostas pelas estruturas. A fundação em radier estaqueado é considerada um sistema de fundação econômico e racional desde 1977 (Burland et al., 1977). Em princípio o sistema radier estaqueado foi concebido de modo que o radier trabalhasse como redutor de recalque. Esta visão mudou nas últimas décadas, visando melhorar a acurácia na previsão do comportamento do sistema (Cordeiro, 2007) é levado em conta o suporte do radier à carga do sistema.

Para determinar a resistência do radier, considerando carga e recalque, foram desenvolvidos métodos empíricos como os apresentados por Terzaghi & Peck (1948), Sowers & Sowers (1970) e Snyder (2004) (Borges & Cintra, 1998), baseados em modelagens físicas, ensaios em verdadeira grandeza e ensaios em escala reduzida para determinar o suporte do radier no sistema radier estaqueado. Outras metodologias são as do tipo analíticas e numéricas, baseadas no uso de análises computacionais e em alguns casos avaliados com parte experimental, como os apresentados por Tomlinson (1986), Lee (1993), Cordeiro (2007), Sales et al. (2010) e Eid & Bani-Hani (2012).

Nesta seção será apresentada uma revisão sumária dos métodos de projeto mais utilizados para a análise de grupos de estacas e radier estaqueados, assim como as contribuições feitas pelo grupo de pesquisas da UnB neste tema.

2.5.1 MÉTODO DE CÁLCULO EM RADIER ESTAQUEADOS

O método de Poulos & Davis (1980) foi proposto para uma estaca cilíndrica de diâmetro constante, incompressível e placa rígida. A força produzida na estaca é equilibrada pelas forças de atrito ao longo desta e em sua ponta. O solo é modelado como um contínuo, homogêneo, isotrópico, elástico linear. Não há deslocamento relativo entre o solo e a estaca.

A análise para determinar as forças que atuam no radier estaqueado tem as seguintes etapas:

1. Discretizar os elementos do radier estaqueado;

2. Estabelecer as equações para encontrar os deslocamentos do solo em função das tensões que atuam na estaca sob a ponta e a placa;
3. Determinar as equações para encontrar os deslocamentos em função das tensões de cisalhamento no fuste da estaca;
4. Compatibilizar o deslocamento do solo e do radier estaqueado (equação de tensões no sistema placa estaca);
5. Realizar uma análise da interação entre o deslocamento das estacas vizinhas em função da separação e a influência sobre o grupo;

O método de Leon & Resendiz (1979) resolve a análise de tensões em um radier estaqueado pelo cálculo de incrementos de tensão vertical em diferentes profundidades para estimar os recalques. São apresentados abaixo os seguintes pressupostos:

- a) Conhece-se a distribuição de cargas do sistema (força que a placa exerce no solo, percentagem de força por atrito e pela ponta das estacas).
- b) A carga transmitida até uma profundidade predeterminada, seja pelo bloco, pelo fuste, pela base das estacas ou pela combinação destes, é considerada como distribuída uniformemente a cada profundidade.
- c) As deformações do sistema são verticais.

Para encontrar os incrementos das tensões em diferentes profundidades e os recalques totais deve-se realizar:

1. Uma discretização do solo ao redor da estaca e abaixo da ponta.
2. O cálculo da tensão produzida pelo radier estaqueado.
3. A determinação dos incrementos de tensão na profundidade, produzidos pelo radier estaqueado, por meio do método de faixas infinitas propostos por Mindlin (Boussinesq equivalente) (Colmenares, 1996).
4. O cálculo dos recalques do sistema baseado nos incrementos das tensões em cada uma das camadas da discretização.

O método de Randolph (1994) consiste em aproximar o radier estaqueado por meio de uma combinação da rigidez da placa e das estacas, com ajuda de um fator de interação.

O procedimento que é seguido para este cálculo é o de determinar a rigidez da placa considerando um meio semi-infinito elástico (Colmenares, 1996); determinar a rigidez do grupo de estacas sem considerar a placa e o recalque (método de Leon e Resendiz); determinar o fator de interação placa estaca, e por último, determinar rigidez do radier estaqueado e as porcentagens de suporte da placa e das estacas.

O trabalho apresentado por Butterfield & Banerjee (1971) estudou a interação do radier estaqueado com diferentes distâncias entre estacas. Os resultados obtidos demonstram a distribuição de carga entre os diferentes elementos do sistema e o comportamento das cargas e deslocamentos do grupo de estacas.

Foi usado o seguinte procedimento para realizar as análises anteriores:

1. Usar a solução de Mindlin para uma carga pontual no interior da camada semi-infinita;
2. Expressar os deslocamentos verticais em todos os pontos do meio (meio contínuo) por meio de uma função de tensões fictícias a partir das cargas;
3. Resolver numericamente as equações resultantes para encontrar as tensões fictícias.

O método de Chow & Teh (1991) usa análises numéricas considerando um sistema de estacas cravadas no solo e uma placa também em contato com o solo. Considera-se o solo como um material isotrópico, linearmente elástico, com módulo de elasticidade variando linearmente com a profundidade. As estacas foram consideradas totalmente verticais de diâmetro constante com a profundidade, consistindo de um material elástico linear.

Os resultados são plotados para diferentes grupos de estacas com a rigidez tomada pelas estacas e pela placa, considerando a separação das estacas, seus comprimentos, coeficiente de Poisson e a relação de rigidez do solo e da estaca.

Poulos (1994a) apresenta um método numérico, aproximado, da análise da interação e comportamento de radier estaqueados assentes em um solo elástico. Neste trabalho, introduz-se o conceito de utilizar estacas para reduzir o recalque e aumentar a capacidade de carga de radier estaqueados, sendo que no método proposto, as estacas, isoladamente, não absorvem toda a carga da infraestrutura.

O método é baseado na superposição de efeitos de interação entre as estacas, uma placa de largura finita e o solo. Este método considera as estacas representadas por molas, e a técnica dos elementos de contorno para a discretização (e avaliação de interações) entre o

solo, as estacas e a placa. Este método foi implementado pelo programa numérico GARP (Geotechnical Analysis of Raft with Piles), da Universidade de Sydney, e permite a análise não linear do conjunto radier e estacas. Esta análise torna-se fundamental, conforme apresentado pelo autor, quando o regime não linear de comportamento das estacas é atingido, ou seja, quando estas passam a suportar cargas próximas da ruptura (o que é permitido no projeto de radier estaqueados, desde que o conjunto como um todo tenha um fator de segurança adequado). Comparações de resultados oriundos deste programa e outros existentes são realizadas, além da avaliação da capacidade deste programa com dados experimentais oriundos de provas de carga de radier estaqueados (modelos reduzidos) realizados no interior de uma centrífuga.

Goh et al. (1997) descrevem um procedimento baseado no método dos elementos finitos para a análise da resposta de estacas isoladas sujeita a movimentos laterais do solo. O comportamento entre a estaca e o solo é modelado por intermédio de molas.

O procedimento para determinar os parâmetros do solo nas análises é resumidamente apresentado. São feitas comparações entre o comportamento de testes em escala real e testes com modelos reduzidos ensaiados dentro de centrífugas. Nesta mesma linha de pesquisa, Chen & Poulos (1997) apresentam um procedimento teórico para a análise da resposta lateral de estacas sujeitas ao movimento lateral do solo. É usado o método dos elementos de contorno para gerar algumas soluções elásticas, as quais podem ser utilizadas para uma avaliação preliminar de grupo de estacas sujeitas ao movimento lateral do solo. Embora estes artigos não tratem diretamente sobre o projeto e o comportamento de radier estaqueados, eles são aqui descritos para se ressaltar a carência de estudos sobre o comportamento lateral deste tipo de solução. Em geral, as soluções numéricas e as provas de carga em modelos reduzidos apresentados em literatura para o carregamento lateral de fundações trata, exclusivamente, do caso de estacas isoladas ou grupos de estacas.

2.5.2 CONTRIBUIÇÕES FEITAS PELA UnB EM RADIER ESTAQUEADOS

O Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília possui o Grupo de Pesquisas em Fundações, Ensaios de Campo e Estruturas de Contenção (GPFees), (<http://www.geotecnia.unb.br/gpfees>). Este foi um dos primeiros a serem iniciados no

Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB (PPGGeot), tendo sido efetivamente consolidado a partir de 1995 com a chegada do Prof. Renato Cunha a esta Universidade e vem trabalhando ao longo dos anos dentro do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB, sendo esta pesquisa escalonada sob distintos níveis, com trabalhos de Projeto Final Supervisionado de graduação em Engenharia Civil, Iniciação Científica, Dissertações de Mestrado e Teses de Doutorado, além de outros projetos de pesquisa junto a órgãos governamentais de pesquisa e fomento. Este grupo tem contribuições na área de radier estaqueado no Distrito Federal. Dentre as principais pode-se citar:

- Estudo do comportamento de radier estaqueados, sujeitos à esforços verticais, em solo poroso. Este estudo propõe novas metodologias de cálculo baseadas em ensaios de campo e laboratório, realizados no Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo da UnB, como apresentado por Anjos (2006).
- Proposta de metodologia considerando a resposta de estacas totalmente mobilizadas em situações de radier estaqueados. Este novo método foi implementado no programa GARP, sendo sua última versão o GARP7, utilizando equações simples, passíveis de serem usadas na fase preliminar do projeto. Sales (2000) testou esta nova metodologia com provas de carga encontradas na literatura e provas de carga realizada no Campo Experimental da UnB.
- Sousa (2003) apresentou um trabalho que analisa o comportamento de sapatas instrumentadas e assentes em solo argiloso tropical, com estacas de compactação (solo-cimento e areia-brita-cimento), no solo do Distrito Federal. Foram realizadas provas de carga na sapata, no grupo de estacas, no solo entre as estacas, e no radier estaqueado, sendo que todos os ensaios foram realizados tanto em solo com umidade natural quanto previamente inundados. Os resultados permitiram uma análise do mecanismo de transferência de carga de uma fundação assente no solo melhorado, bem como o desempenho das estacas de acordo com o tipo de material. O resultado da pesquisa foi a proposta de uma metodologia de execução de fundações para a região, em especial para casas populares ou obras de pequeno porte.
- Análise paramétrica do sistema radier estaqueado mediante alterações da geometria, número de estacas, mudança dos materiais e tipo de carregamento, visando um

melhor entendimento do comportamento do sistema e critérios para uma otimização ou racionalização da colocação das estacas no projeto de radier estaqueado. Para fazer esta avaliação usou-se um caso real de radier estaqueado feito em Taguatinga (cidade satélite do Distrito Federal), e os resultados são apresentados por Bezerra (2003).

- Apresentação de fatores de segurança globais no radier estaqueado para grupos com estacas danificadas e posteriormente reforçadas. O estudo foi feito utilizando análises paramétricas para três grupos originais. Destes foram analisadas várias configurações de dano e de reforço, com propriedades similares e distintas das estacas originais, para analisar a influência das diversas configurações apresentadas, assim como de cada componente do sistema. Estes resultados são analisados e comparados com as previsões feitas pelo método híbrido (GARP) e apresentadas por Cordeiro (2007).
- Ayala (2013) usou a técnica de radier estaqueado combinado, radier estaqueado convencional associado a uma camada de solo melhorada (material argiloso compactado), para prédios de pequeno e médio porte. Para isto, usaram-se modelagens em elementos finitos no programa CESAR- LCPC, para demonstrar que, o radier estaqueado conjuntamente com a camada de solo compactada podem absorver as tensões de colapso nos primeiros metros, e assim assegurar que a estrutura torne-se mais competente. Estas análises foram controladas por meio de critérios de recalque admissível, distorção angular, tensões máximas de projeto e fator de segurança global do sistema e parcial no grupo de estacas.

2.5.3 CONTRIBUIÇÕES IMPORTANTES FEITAS EM RADIER ESTAQUEADOS

Apresenta-se uma revisão do estado da arte de algumas das pesquisas mais importantes em radier estaqueados, destas pesquisas foram extraídas as características seguintes: Referência; Tipo de pesquisa; Tópico principal de estudo da pesquisa.

A Tabela 2.7 mostra as informações resumidas.

Tabela 2.7: Resumo do estado da arte em Radier Estaqueados.

Referência	Tópico de estudo
Butterfield & Banerjee (1971)	O trabalho utiliza uma análise elástica para se prever a interação entre o grupo de estacas, o subsolo e o bloco, superior. Utilizou-se para desenvolver o trabalho as equações de Mindlin
Randolph & Wroth (1979)	Apresentaram um método simplificado de análise, que permitia o cálculo do recalque do grupo isolado de estacas carregado verticalmente, baseando-se no efeito de superposição dos campos individuais de deslocamento de cada estaca.
Akinmusuro (1980)	Apresentou um trabalho de modelos experimentais reduzidos de laboratório do radier estaqueado. Este observou que, a capacidade de carga desta solução composta não é apenas a soma algébrica das capacidades individuais de cada elemento do conjunto.
Poulos (1994b)	Trabalhou uma metodologia de projeto, onde as estacas, isoladamente, não necessitavam absorver toda a carga da infraestrutura. Baseou-se na superposição de efeitos da interação entre as estacas, uma placa de largura finita e o solo. Este método considerava as estacas como molas, e utilizava a técnica dos elementos de contorno para a discretização entre o solo, as estacas e a placa.
Randolph (1994) e Horikoshi & Randolph (1996)	Apresentam a necessidade de minimizar os recalques diferenciais do radier, por meio da utilização do radier estaqueado como um todo, e mostram as metodologias de projeto para grupos de estaca e radier estaqueados utilizadas naquele tempo. Além disso, verificaram, experimentalmente (ensaios em centrífuga), as vantagens da adoção da solução de fundação em termos de radier estaqueado.
Russo & Viggiani (1997)	Neste trabalho, utilizou-se dois programas NAPRA (baseado no método dos elementos de contorno) e HyPR (método híbrido com elementos finitos e molas) para a comparação de resultados com outras solo e a estaca. Casos históricos são avaliados por este programa.
Cunha et al. (2001)	O trabalho apresenta uma metodologia de projeto com radier estaqueados, por meio de casos históricos, e realiza uma retro-análise de um caso histórico, com análises paramétricas para a avaliação de diferentes alternativas de projeto. Estas alternativas adotaram características distintas de número de estacas, localização e comprimento.
Reul (2004)	Estuda as fundações em radier estaqueado, por meio de análise de elementos finitos tridimensionais, e discute as investigações sobre as fundações em argila sobre-adensada. Demonstra que a interação entre as estacas e o radier influencia no comportamento, e apresenta um exemplo para otimização da fundação.
Mandolini et al. (2005)	Realizou uma revisão do estado da arte em grupos de estacas e em radier estaqueados, onde foram considerados: o efeito da instalação das estacas, o controle dos recalque nos projetos, a avaliação de métodos aproximados de projeto, o efeito do tipo de carregamento, os recalques diferenciais, os fatores de segurança de projeto e a norma para regulação do projeto.
Sanctis & Mandolini (2006)	Apresenta um trabalho, onde introduz um coeficiente que descreve a distribuição de carga entre as estacas e o radier. Este coeficiente é 0, quando somente a placa atua no sistema (fundação superficial), e 1, quando há um grupo com o radier “elevado”. Então, as fundações, que trabalham em forma de radier estaqueado, apresentam valores entre 0 e 1.
Lee et al. (2010)	Este estudo descreve o comportamento tridimensional de um radier estaqueado, utilizando o método de elementos finitos 3D. Os resultados mostram que o uso de um número limitado de estacas, localizadas estrategicamente, pode melhorar a capacidade de carga e desempenho numa solução de radier estaqueado, em argilas moles.
Katzenbach (2012)	Comenta sobre a otimização de projeto com o uso de radier estaqueados, aplicados a edifícios altos, onde o custo de materiais de construção da fundação e o tempo podem ser reduzidos. Cita como exemplo o edifício Mirax Plaza na Ucrânia, onde a diminuição de custos representou uma economia de 3,3 milhões de dólares.

2.6 REVISÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Os primeiros modelos constitutivos usados para solos foram abstraídos da teoria da plasticidade perfeita aplicada aos metais (Helwany, 2007). O comportamento dos metais difere em grande medida do comportamento dos solos, o que levou a diversas falhas em projetos geotécnicos. Evidência adicional pode-se encontrar no trabalho desenvolvido por Roscoe et al. (1958); Burland (1990); Leroueil & Vaughan (1990); Cuccovillo & Coop (1999); Liu & Carter (2006); Masín (2006). Para simular melhor o comportamento do solo, foram criadas extensões dos modelos de metais e criados outros novos modelos (elastoplástico, hipoplásticos, viscohipoplásticos etc.). Apesar dos esforços realizados por diversos pesquisadores, ainda não foi desenvolvido um modelo unificado com a capacidade de representar a totalidade de processos que ocorrem no solo e que adicionalmente tenha a aceitação da comunidade científica que trabalha nesta área. A seguir serão apresentados os componentes básicos dos modelos constitutivos utilizados nesta pesquisa.

2.6.1 MODELOS ELASTOPLÁSTICOS (CAM CLAY)

Dentro da família de modelos elastoplástico desenvolvidos para simular o comportamento do solo, encontra-se o modelo Cam Clay baseado nos conceitos de estado crítico (Roscoe et al., 1963). Este modelo foi proposto por Schofield e Wroth na década de 60 (Roscoe et al., 1963) e posteriormente foi modificado por Roscoe e Burland no ano de 1968. Este modelo conta com uma grande popularidade, por sua simplicidade e forma gráfica de representar o comportamento do solo (Pedroso, 2006). A seguir são mostradas as partes básicas do modelo.

2.6.1.1 EQUAÇÃO CONSTITUTIVA

Os modelos geomecânicos em geral procuram uma relação entre as tensões σ e deformações ε ou vice-versa, conforme ilustra a Figura 2.11. Isto está relacionado por um módulo de rigidez como é apresentado na Equação 2.11. Na Equação 2.12 mostra que em um modelo elastoplástico, o módulo de rigidez é dividido em duas partes : uma parte elástica e uma parte plástica. Onde, a rigidez elástica funciona até o ponto de plastificação Y_0 (Figura 2.11) e posteriormente trabalham as duas partes, elástica e plástica em conjunto.

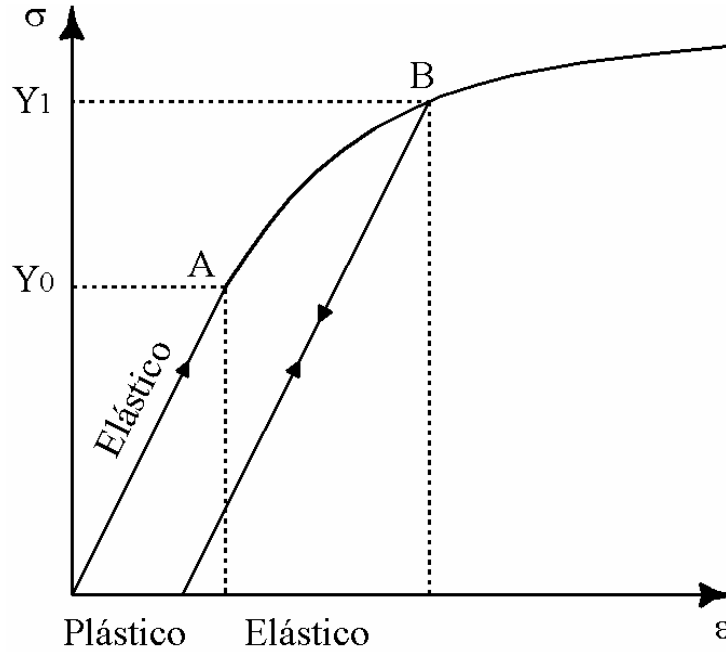


Figura 2.11: Comportamento Elastoplástico. (Pedroso, 2002)

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C}^{ep} : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.11)$$

$$\mathbb{C}^{ep} = \mathbb{C}^e - \mathbb{C}^p \quad (2.12)$$

O módulo de elasticidade está definido na Equação 2.13 como: um tensor de quarta ordem o qual depende do módulo volumétrico K e do coeficiente de Poisson μ .

$$\mathbb{C}^e = K \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} + 2\mu \left(\mathbb{I} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} \right) \quad (2.13)$$

Na parte elasto-plástica começa a trabalhar a parte plástica como foi mostrado anteriormente. Isto é representado por o módulo plástico, que é função do módulo de elasticidade do material, a superfície de plastificação, o estado de tensões e mostrado na Equação 2.14. O desenvolvimento da matemática destas expressões e definição de alguns símbolos serão apresentados a continuação e no Anexo I.

$$\mathbb{C}^p = \chi^{-1} \left(\mathbb{C}^e : \frac{df}{d\boldsymbol{\sigma}} \otimes \frac{df}{d\boldsymbol{\sigma}} : \mathbb{C}^e \right) \quad (2.14)$$

$$\chi = K \left(\frac{df}{dp} \right)^2 + 3\mu \left(\frac{df}{dq} \right)^2 + \vartheta_{ppc} \frac{df}{dp} \quad (2.15)$$

2.6.1.2 SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO

Uma das características dos modelos elastoplásticos é uma superfície de plastificação como função das tensões. A forma desta superfície foi desenvolvido pelos trabalhos experimentais de Hvorslev e Burland (Figura 2.12a) (Roscoe et al., 1963). Têm sido feitas várias equações para representar a forma experimental da superfície de plastificação, dando como resultando a Equação 2.16, adotada pelo modelo Cam-Clay Modificado (CCM) ilustrado na Figura 2.12b. A superfície de plastificação é a representação do ponto onde começam as deformações plásticas (quando uma trajetória de tensão atinge a superfície de plastificação apresentam-se deformações plásticas).

A função f (Equação 2.16) está definida em função das invariantes q (tensão desviadora) definida na Equação 2.18, p (tensão efetiva média) definida na Equação 2.17 e $M_c = q/p$ que a inclinação no plano de tensões p e q que atende o estado crítico (relação onde já não há variação de volume), como ilustra-se na Figura 2.13.

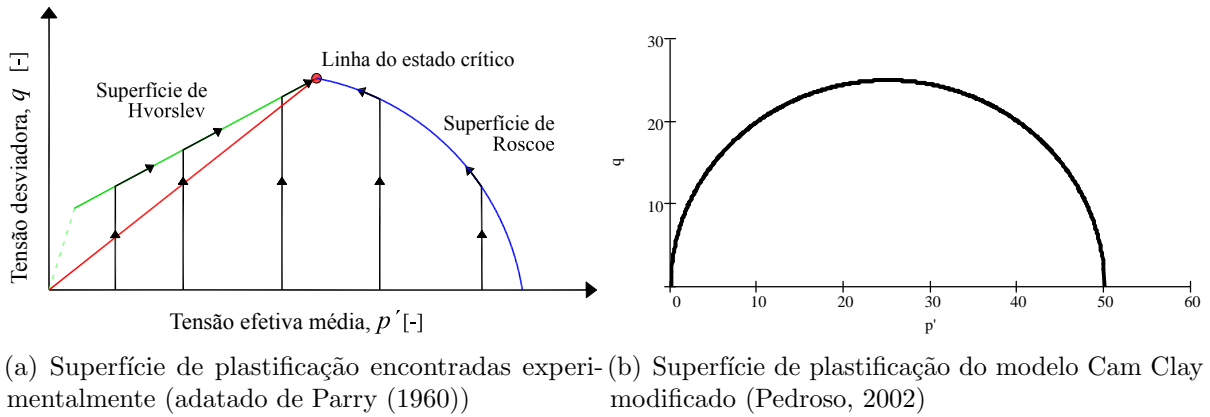


Figura 2.12: Idealização da superfície de plastificação

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = \frac{q^2}{M_c^2} + p(p - p_c) = 0 \quad (2.16)$$

$$p = \frac{1}{3} \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}) \quad (2.17)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}} \left\| \left(\boldsymbol{\sigma} - \frac{1}{3} \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}) \mathbf{I} \right) \right\| \quad (2.18)$$

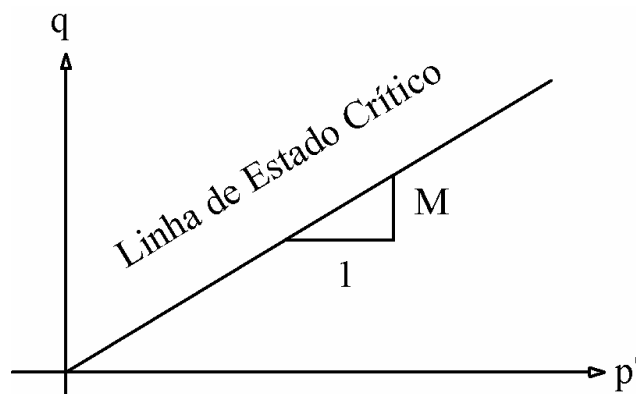


Figura 2.13: Inclinação da linha M_c do estado crítico (Pedroso, 2002)

2.6.1.3 SUPERFÍCIE DE POTENCIAL PLÁSTICO

A taxa de deformação plástica pode ser derivada de um potencial plástico, tendo uma função Q (Figura 2.14) a qual só depende das tensões $Q(\sigma)$. A geração das deformações plásticas podem ser escritas em função das tensões, como se vê na Equação 2.19. O importante desta superfície é a direção do vetor de deformação plástica. Uma vez que este vetor é perpendicular à superfície potencial Q como se mostra na Figura 2.14.

$$f(\sigma) = 0 : \dot{\epsilon}^p = \dot{\phi} \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (2.19)$$

Se a superfície de plastificação é menor que 0 não se geram deformações plásticas, como se vê na Equação 2.20.

$$f(\sigma) < 0 : \dot{\epsilon}^p = 0 \quad (2.20)$$

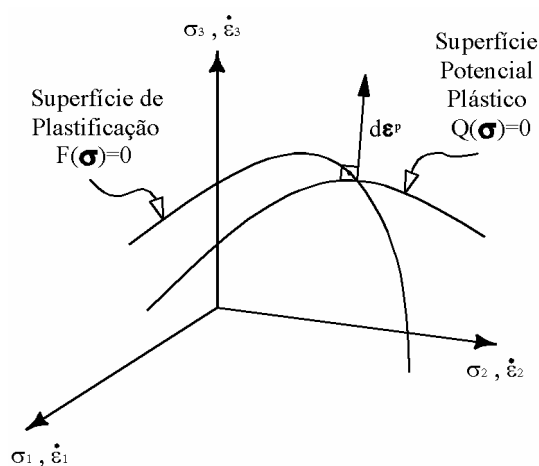


Figura 2.14: Superfície de plastificação e potencial plástico. (Pedroso, 2002)

2.6.1.4 LEI DE ENDURECIMENTO

O modelo Cam Clay conta com uma lei de endurecimento isotrópica dada em um plano semi-logarítmico das tensões efetivas médias e o volume específico ($1 + e$), como se mostra na Figura 2.15. Desta Figura, evidenciou-se que, com a mudança das deformações, há uma alteração na resposta das tensões como ilustra-se na Figura 2.16.

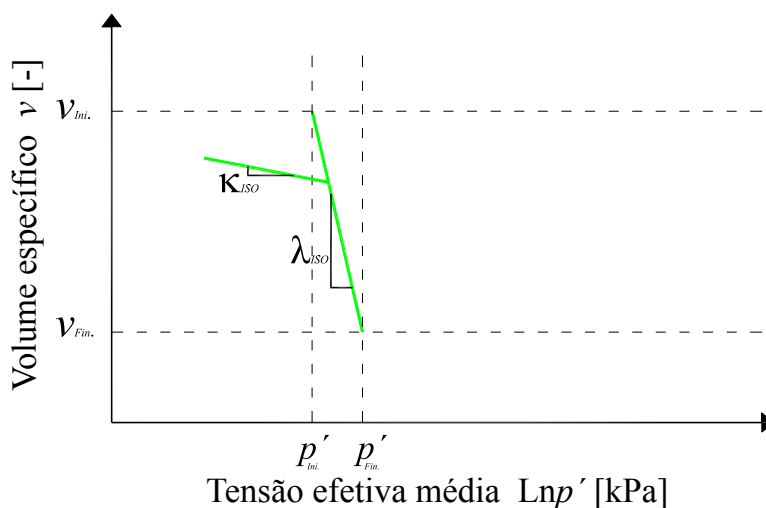


Figura 2.15: Idealização da curva de adensamento no plano de volume específico e tensão efetiva média

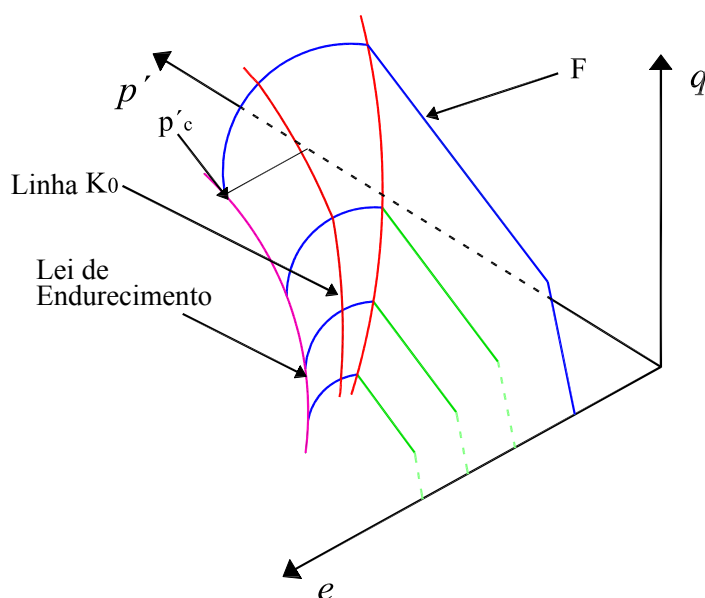


Figura 2.16: Plano tridimensional das tensões e a deformação (Roscoe et al., 1963)

A deformação está dividida em duas partes como mostra-se na Equação 2.21 composta do volume elástico e plástico. Do anterior, o volume plástico pode ser escrito como a

diferença entre a variação no volume total e a variação de volume elástico, sabendo que essas deformações estão relacionadas com as inclinações λ e κ no plano semi-logarítmico (Figura 2.16). Baseado nesta suposição e derivando com relação ao tempo obtém-se a Equação 2.31 (lei de endurecimento do modelo). A continuação apresenta-se o desenvolvimento básico da lei de endurecimento do CCM.

$$\Delta V = V^e + V^p \quad (2.21)$$

Tendo em conta a lei de compressão semi-logarítmica do material na parte de compressão do material e de recompressão

$$V = \lambda \ln p + V_\lambda \quad (2.22)$$

$$V = \kappa \ln p + V_\kappa \quad (2.23)$$

o volume plástico pode ser descrito como

$$V^p = \Delta V - V^e \quad (2.24)$$

substituindo

$$V^p = -\lambda \ln p + \kappa \ln p \quad (2.25)$$

fatorizando

$$V^p = -(\lambda - \kappa) \ln p \quad (2.26)$$

de forma diferencial

$$\partial V^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\partial p_c}{p_c} \quad (2.27)$$

$$\partial \epsilon^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\partial p_c}{V p_c} \quad (2.28)$$

$$\partial \epsilon^p \frac{(1 + e)}{(\lambda + \kappa)} = \frac{\partial p_c}{p_c} \quad (2.29)$$

diferenciando contra o tempo

$$\dot{p}_c = tr(\epsilon^p) \vartheta p_c \quad (2.30)$$

onde

$$\vartheta = \frac{(1 + e)}{(\lambda + \kappa)} \quad (2.31)$$

2.6.1.5 LEI DE FLUXO

A lei de fluxo é uma função das deformações plásticas. Essa lei pode ser escrita por meio da Equação 2.32, que depende de $\dot{\phi}$ (escalar da proporcionalidade) e Q (função de potencial plástico em função das tensões), embora o modelo possa ter uma lei de fluxo associada, como foi formulado inicialmente, o que significa que a função Q e f são iguais.

$$\varepsilon^p = \dot{\phi} \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \dot{\phi} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (2.32)$$

Apresentando o desenvolvimento resumido da diferenciação parcial obtida da Equação 2.32, tivemos como resultado a equação 2.48.

$$\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (2.33)$$

Escrevendo a Equação 2.17:

$$p = \frac{1}{3} \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}) = \frac{1}{3} \mathbf{1} : \boldsymbol{\sigma} \quad (2.34)$$

diferenciando

$$\partial p = \frac{1}{3} \partial(\mathbf{1} : \boldsymbol{\sigma}) \quad (2.35)$$

$$\partial p = \frac{1}{3} (\partial \mathbf{1} : \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{1} : \partial \boldsymbol{\sigma}) \quad (2.36)$$

$$\frac{\partial p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{1}{3} \mathbf{1} \quad (2.37)$$

Rescrevendo a Equação 2.18.

$$q = \sqrt{\frac{2}{3}} \|\boldsymbol{\xi}\| = \sqrt{\frac{3}{2}} (\boldsymbol{\xi} : \boldsymbol{\xi})^{\frac{1}{2}} \quad (2.38)$$

onde

$$\boldsymbol{\xi} = (\boldsymbol{\sigma}) - \frac{1}{3} \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}) \mathbf{1} \quad (2.39)$$

diferenciando

$$\partial q = \sqrt{\frac{3}{2}} \partial \left((\boldsymbol{\xi} : \boldsymbol{\xi})^{\frac{1}{2}} \right) \quad (2.40)$$

$$\partial q = \sqrt{\frac{3}{2}} \left(\frac{1}{2} (\boldsymbol{\xi} : \boldsymbol{\xi})^{-\frac{1}{2}} \right) (\partial \boldsymbol{\xi} : \boldsymbol{\xi} + \boldsymbol{\xi} : \partial \boldsymbol{\xi}) \quad (2.41)$$

$$\partial q = \sqrt{\frac{3}{2}} \left(\frac{1}{2} (\boldsymbol{\xi} : \boldsymbol{\xi})^{-\frac{1}{2}} \right) 2(\boldsymbol{\xi} : \partial \boldsymbol{\sigma}) \quad (2.42)$$

$$\frac{\partial q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\boldsymbol{\xi}}{\|\boldsymbol{\xi}\|} \quad (2.43)$$

Derivando parcialmente $\frac{\partial f}{\partial p}$ da Equação 2.33.

$$\partial f = \left(\frac{q^2}{M_c^2} + p(p - p_c) \right) \partial p \quad (2.44)$$

$$\frac{\partial f}{\partial p} = 2p - p_c \quad (2.45)$$

Derivando parcialmente $\frac{\partial f}{\partial q}$.

$$\partial f = \left(\frac{q^2}{M_c^2} + p(p - p_c) \right) \partial q \quad (2.46)$$

$$\frac{\partial f}{\partial q} = \frac{2q}{M_c^2} \quad (2.47)$$

Obtendo como resultado da equação 2.33.

$$\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{1}{3} (2p - p_c) \mathbf{1} + \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{2q}{M_c^2} \frac{\boldsymbol{\xi}}{\|\boldsymbol{\xi}\|} \quad (2.48)$$

2.6.1.6 PARÂMETROS

Os parâmetros do modelo elastoplástico CCM são cinco (λ , κ , N , M_c y μ). Podendo ser obtidos nos seguintes ensaios: adensamento triaxial isotrópico, cisalhamento triaxial não drenado e compressão simples.

Adensamento triaxial isotrópico. Com este ensaio se obtém a curva de compressão do material no plano de tensão efetiva média, em escala logarítmica, e o índice de vazios. Da curva anterior calculam-se os parâmetros: λ , κ e N . Os dois primeiros são as inclinações da curva nas partes de recompressão e adensamento normal, como é mostrado na Figura 2.15. O parâmetro N é a projeção da curva para um índice de vazios com tensão efetiva média de 1kPa.

Triaxial não drenado. Do ensaio de cisalhamento se obtém dois parâmetros do solo: M_c e E (opcional). O primeiro é a inclinação de uma linha começando do ponto de origem de um plano de invariantes de tensão q e p para os pontos das trajetórias que chegam ao estado crítico. O segundo parâmetro é o módulo de elasticidade E , definido como a inclinação da parte linear na curva de deformação axial e a tensão desviadora.

Compressão simples. Neste ensaio se obtém a relação de Poisson ν que relaciona a deformação unitária lateral com a deformação unitária vertical.

2.6.1.7 ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA

A seguir será apresentado o esquema resumido das equações para a implementação de um algoritmo de integração explícita. A representação tensorial adotada e a ordem do esquema é consistente com as convenções do programa ABAQUS. Os tensores de quarta ordem \mathbb{C}^e , \mathbb{I} , \mathbb{I}^{dev} estão escritos com uma notação compacta de só 36 componentes e são escritos em negrito (\mathbf{C}^e , \mathbf{I} , \mathbf{I}^{dev}). Para fazer esta transformação considera-se se é covariante o contravariante na implementação do modelo, tendo isto em conta por toda a implementação para não ter inconsistências de notação. Isto foi feito por que o programa ABAQUS trabalha com notação compacta. Os tensores de tensão e deformação são trocados na implementação no programa por tensores de 6 componentes.

Passos de implementação do algoritmo:

- i. Definir parâmetros N , ν , κ , λ , M_c do material:
- ii. Definir condições iniciais por variáveis de estado p_e, ϵ^p , Δe , e , tensões σ e constantes.

$$K = \frac{(1 + e)p}{\kappa}$$

$$E = 3(1 - 2\nu)K$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$[1^a] = [1_a] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}^T$$

$$[\mathbf{C}^e] = \begin{bmatrix} \bar{\lambda} + 2G & \bar{\lambda} & \bar{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ & \bar{\lambda} + 2G & \bar{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ & & \bar{\lambda} + 2G & 0 & 0 & 0 \\ & & & G & 0 & 0 \\ & sym & & & G & 0 \\ & & & & & G \end{bmatrix}$$

$$\bar{\lambda} = K - \frac{2}{3}G$$

$$[\mathbf{I}] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ & sym & & & \frac{1}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

$$[\mathbf{I}^{dev}] = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ & sym & & & \frac{1}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad [\mathbf{I}^{dev}] = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1 & 0 & 0 \\ & sym & & & 1 & 0 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

iii. Realização de passo de prova elástico (*trial elastic step*):

$$\begin{aligned} [\sigma_{n+1}^{tr}] &= [\sigma_{n+1}] + [\mathbb{C}^e][\Delta\varepsilon_n] * \Delta t \\ p_{n+1}^{tr} &= \frac{1}{3} \text{TRACE} [[\sigma_{n+1}^{tr}]] \\ [\sigma_{n+1}^{*,tr}] &= [\mathbb{I}^{dev,}] [\sigma_{n+1}^{tr}] \\ \|[\sigma_{n+1}^{*,tr}]\| &= \text{NORM} [[\sigma_{n+1}^{*,tr}]] \\ q_{n+1}^{tr} &= \sqrt{\frac{3}{2}} \|[\sigma_{n+1}^{*,tr}]\| \end{aligned}$$

iv. Revisão de função de fluência.

$$f_{n+1}^{tr} = \frac{(q_{n+1}^{tr})^2}{M^2} + p_{n+1}^{tr}(p_{n+1}^{tr} - p_{c,(n+1)})$$

v. Se $f_{n+1}^{tr} < 0$, o passo de prova esta ok!. Então salvar todas as variáveis

$$\begin{aligned} [\sigma_{n+1}] &= [\sigma_{n+1}^{tr}] \\ p_{n+1} &= p_{n+1}^{tr} \\ q_{n+1} &= q_{n+1}^{tr} \\ p_{c,(n+1)} &= p_{c,n} \\ [\varepsilon_{n+1}^p] &= [\varepsilon_n^p] \\ [\mathbb{C}^{ep}] &= [\mathbb{C}^e] \\ e_{n+1} &= e_n + (1 + e_n) \text{TRACE} [\Delta\varepsilon_n] * \Delta t \end{aligned}$$

vi. Se $f_n^{tr} \geq 0$, corrije-se todas as variáveis com as deformações plásticas

$\boxed{\uparrow}$ Correção por o escalar da proporcionalidade

$$\Delta \dot{\phi}_{n+1} = 0$$

$$e_{n+1} = e_n + (1 + e_n)\text{TRACE}[\Delta\varepsilon_{n+1}]$$

$$\varphi_{n+1} = \frac{(1 + e_{(n+1)})}{(\lambda - \kappa)}$$

$$\xi_{\mathbf{n}+1} = (\sigma_{\mathbf{n}+1}) - \frac{1}{3}\text{TRACE}(\sigma_{\mathbf{n}+1})$$

$$\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}} = \frac{1}{3}(2p_{n+1} - p_{c,(n+1)})\mathbf{1} + \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{2q_{n+1}}{M_c^2} \frac{\xi_{n+1}}{\|\xi_{n+1}\|}$$

$$\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \epsilon_{v,(n+1)}^p} = -p_{n+1}p_{c,(n+1)}\varphi_{n+1}$$

$$\Delta \dot{\phi}_{n+1} = \frac{\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) : \mathbb{C}^e : \Delta \varepsilon_n}{\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) - \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \epsilon_{v,(n+1)}^p}\right) \cdot \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial p_{n+1}}\right)}$$

□ Cálculo das deformações plásticas

$$[\Delta \varepsilon_{n+1}^p] = \Delta \dot{\phi}_{n+1} \frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}$$

$$[\varepsilon_{n+1}^p] = [\varepsilon_n^p] + [\Delta \varepsilon_{n+1}^p]$$

□ Atualizar variáveis de estado

$$p_{c,(n+1)} = p_{c,(n+1)}$$

$$[\varepsilon_{n+1}^p] = [\varepsilon_{n+1}^p]$$

$$e_{n+1} = e_{n+1} + (1 + e_{n+1})\text{TRACE}[\Delta\varepsilon_{n+1}] * \Delta t$$

▮ Atualizar estado de tensões com as deformações plástica

$$[\sigma_{n+1}^*] = [\sigma_{n+1}^{*,tr}] - [\mathbb{C}^e][\Delta \varepsilon_{n+1}^p]$$

▮ Calculou o módulo elasto-plástico consistente

$$\mathbb{C}_{n+1}^{ep} = \mathbb{C}^e - \frac{\mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}} \right) \otimes \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}} \right) : \mathbb{C}^e}{\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}} \right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}} \right) - \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \epsilon_{v,(n+1)}^p} \right) \cdot \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial p_{n+1}} \right)}$$

2.6.2 MODELO HIPOPLÁSTICO (VERSÃO MASÍN 2006)

A princípio, a hipoplasticidade foi desenvolvida para solos granulares com a suposição de deformações incrementais não-lineares (Fuentes, 2008). Um dos primeiros modelos foi proposto no ano de 1977 por Von Wolffersdorff e posteriormente modificado por Herle e Kolymbas no ano de 1985 (Masín, 2006). Estes modelos não descrevem o comportamento de solos finos. Por esta razão Masín (2006) propôs um modelo capaz de descrever este comportamento. Em seguida, detalham-se as características básicas do modelo.

2.6.2.1 EQUAÇÃO CONSTITUTIVA

O modelo é representado pela equação 2.49, a qual está escrita como incrementos não lineares em função do tempo para relacionar tensões $\overset{\circ}{\mathbf{T}}$ e deformações \mathbf{D} , como é mostrado na Figura 2.17. Por essa razão, o modelo tem várias características: não há necessidade de uma superfície de plastificação; a equação serve tanto para carga quanto para descarga e não requer decomposição da taxa de deformação em uma parte elástica e outra plástica.

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \mathcal{L} : \mathbf{D} + \mathbf{N} \parallel \mathbf{D} \parallel \quad (2.49)$$

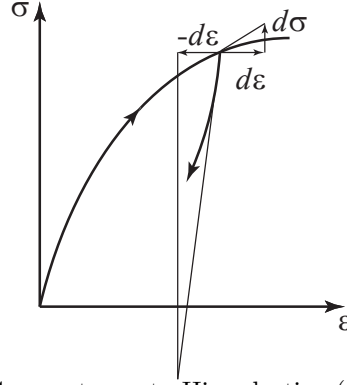


Figura 2.17: Comportamento Hipoplastico (Carranza, 2008)

Na Equação 2.49, define-se adicionalmente o tensor de quarta ordem \mathcal{L} que é uma função do tensor de tensões de Cauchy \mathbf{T} e o critério de falha Matsuoka-Nakai, como apresentado na Equação 2.50. Definem-se os componentes do tensor como: $\hat{\mathbf{T}}$ é a divisão do tensor de tensões de Cauchy sobre seu traço; \mathbb{I} como um tensor unitário de quarta ordem e os fatores escalares a^* e F são função do critério de falha de Matsuoka-Nakai apresentados nas Equações 2.51 e 2.52. Adicionalmente, na Equação 2.53 apresenta-se o fator escalar c_1 que tem a influência do estado crítico, da lei de compressão de Butterfield na Equação 2.54 e a incorporação do parâmetro r que é uma função do módulo volumétrico e módulo de cisalhamento não drenado na Equação 2.55. O fator c_2 é função do fator escala c_1 e do critério de estado crítico como vê-se na Equação 2.56. O critério de estado crítico esta representado em um plano de tensões com os ângulos θ definido na Equação 2.57, ψ definido na Equação 2.58, e ilustrados na Figura 2.18.

$$\mathcal{L} = \frac{1}{\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} \left(c_1 F^2 \mathbb{I} + c_2 a^{*2} \hat{\mathbf{T}} \otimes \hat{\mathbf{T}} \right) \quad (2.50)$$

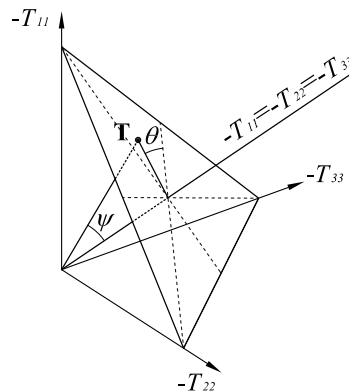


Figura 2.18: Ângulo de Lode (Niemunis, 2003)

$$a^* = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \phi_c)}{2\sqrt{2} \sin \phi_c} \quad (2.51)$$

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \quad (2.52)$$

$$c_1 = \left(\frac{2(3 + a^{*2} - 2^\alpha \sqrt{3} a^*)}{9r} \right) \quad (2.53)$$

$$\alpha = \frac{1}{\ln 2} \ln \left[\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\lambda^* + \kappa^*} \left(\frac{3 + a^{*2}}{a^* \sqrt{3}} \right) \right] \quad (2.54)$$

$$r = \frac{K}{G} \quad (2.55)$$

$$c_2 = 1 + (1 - c_1) \frac{3}{a^{*2}} \quad (2.56)$$

$$\cos \theta = -\sqrt{6} \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)}{[\hat{\mathbf{T}}^* : \hat{\mathbf{T}}^*]^{\frac{3}{2}}} \quad (2.57)$$

$$\tan \psi = \sqrt{3} \parallel \hat{\mathbf{T}}^* \parallel \quad (2.58)$$

O último fator da equação constitutiva (Equação 2.49) é dado pelo tensor de segunda ordem \mathbf{N} mostrado na Equação 2.59, tendo como componentes o tensor de segunda ordem \mathbf{m} definido na Equação 2.60 e que tem a lei de fluxo incorporada. A função Y contém a função de tensão crítica em função dos invariantes do tensor de tensões, como apresenta-se na Equação 2.61.

$$\mathbf{N} = \mathcal{L} : -Y \left(\frac{\mathbf{m}}{\parallel \mathbf{m} \parallel} \right) \quad (2.59)$$

$$\mathbf{m} = -\frac{a^*}{F} \left[\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^* - \frac{\hat{\mathbf{T}}}{3} \left(\frac{6\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}} - 1}{\left(\frac{a^*}{F}\right)^2 + \hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} \right) \right] \quad (2.60)$$

$$Y = \left(\frac{\sqrt{3}a^*}{3 + a^{*2}} - 1 \right) \left[\frac{(I_1 I_2 + 9I_3)(1 - \sin^2 \varphi_c)}{8I_3 \sin^2 \varphi_c} \right] \quad (2.61)$$

definindo

$$I_1 = \text{tr} \mathbf{T} \quad (2.62)$$

$$I_2 = \frac{1}{2} [\mathbf{T} : \mathbf{T} - (I_1^2)] \quad (2.63)$$

$$I_3 = \det \mathbf{T} \quad (2.64)$$

Por último a equação básica foi modificada à Equação 2.65 para introduzindo dois fatores escalares f_b e f_s , que contêm a barotropia, e a picnotropia do material e são mostrados nas Equações 2.66 e 2.67.

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = f_s \mathcal{L} : \mathbf{D} + f_d f_s \mathbf{N} \parallel \mathbf{D} \parallel \quad (2.65)$$

$$f_d = - \left[\frac{2tr\mathbf{T}}{3p_r} \exp \left(\frac{\ln(1+e) - N}{\lambda} \right) \right]^\alpha \quad (2.66)$$

$$f_s = - \frac{tr\mathbf{T}}{\lambda^*} \left(3 + a^{*2} - 2^\alpha a^* \sqrt{3} \right)^{-1} \quad (2.67)$$

2.6.2.2 LEI DE FLUXO

O conceito de lei de fluxo foi explicado na seção 2.6.1.5. Nesta seção só se demonstra com o modelo hipoplástico que a lei de fluxo é igual à taxa de deformação na direção oposta. Isto também se atende na elastoplasticidade. A representação da lei de fluxo é dada pelo tensor \mathbf{B} , definido na Equação 2.68.

$$\mathbf{B} = \mathcal{L}^{-1} : \mathbf{N} \quad (2.68)$$

Escrevendo a equação básica constitutiva.

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \mathcal{L} : (\mathbf{D} + \mathbf{B} \parallel \mathbf{D} \parallel) \quad (2.69)$$

Para testar que \mathbf{B} é igual à direção das deformações, se dão as condições de estado crítico ($\overset{\circ}{\mathbf{T}} = 0$ e $f_d = 1$). Isto conduz para que a magnitude de \mathbf{B} seja 1, o que graficamente pode ser visto na Figura 2.19. Escrevendo a fórmula com os fatores barotropia e picnotropia na Equação 2.70 e substituindo as condições de estado crítico obtém-se a equação 2.71.

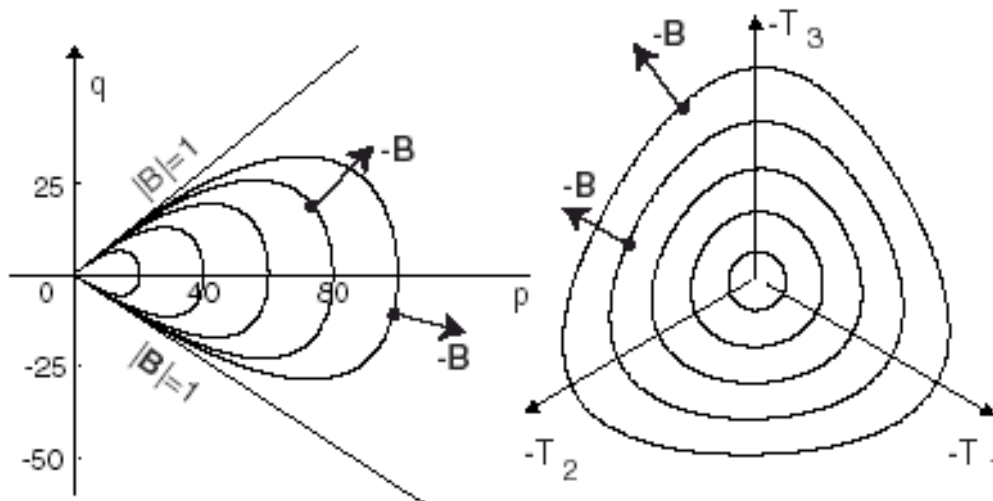


Figura 2.19: Condição do estado crítico (Niemunis, 2003)

$$\dot{\mathbf{T}} = f_s \mathcal{L} : (\mathbf{D} + f_b \mathbf{B} \parallel \mathbf{D} \parallel) \quad (2.70)$$

$$0 = f_s \mathcal{L} : (\mathbf{D} + \mathbf{B} \parallel \mathbf{D} \parallel) \quad (2.71)$$

desenvolvendo matematicamente

$$0 = \mathbf{D} + \mathbf{B} \parallel \mathbf{D} \parallel \quad (2.72)$$

$$-\mathbf{D} = \mathbf{B} \parallel \mathbf{D} \parallel \quad (2.73)$$

$$-\frac{\mathbf{D}}{\parallel \mathbf{D} \parallel} = \mathbf{B} \quad (2.74)$$

resultando as direções

$$\vec{D} = -\vec{B} \quad (2.75)$$

2.6.2.3 CONDIÇÃO DE ESTADO CRÍTICO

Com a demonstração prévia da lei de fluxo apresentada na Equação 2.75 temos a condição de estado crítico na equação geral, obtendo-se a norma de cada componente na

Equação 2.76 (Figura 2.20). Posteriormente, iguala-se a zero e aplica uma função f que contém o critério de estado crítico, obtendo a Equação 2.77.

$$1 = \| \mathbf{B} \| \quad (2.76)$$

$$f = \| \mathbf{B} \| - 1 = 0 \quad (2.77)$$

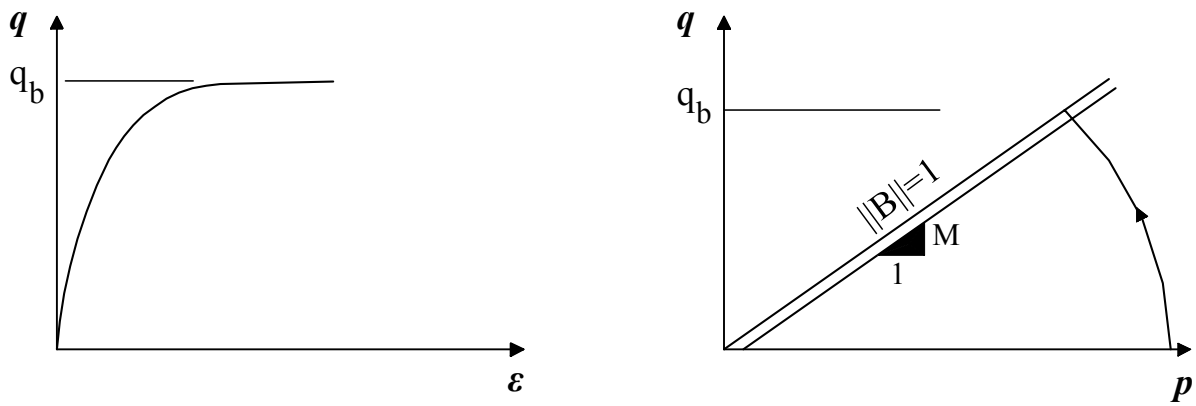


Figura 2.20: Condição de estado crítico (adotado de Masín (2006))

Na continuação é apresentada a equação geral escrita em termos da regra de fluxo e critério do estado crítico.

Definindo o tensor \mathbf{B}

$$\mathbf{B} = \vec{\mathbf{B}} : \| \mathbf{B} \| \quad (2.78)$$

Partindo do estado crítico.

$$\| \mathbf{B} \| = f + 1 \Rightarrow -Y \quad (2.79)$$

Parte da regra de fluxo é função do tensor \mathbf{m} que está relacionada com as tensões e o estado crítico.

$$\vec{\mathbf{B}} = \frac{\mathbf{m}}{\| \mathbf{m} \|} \quad (2.80)$$

Substituindo na equação geral obtém-se como resultado:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = f_s \mathcal{L} : (\mathbf{D} - f_b Y \frac{\mathbf{m}}{\|\mathbf{m}\|} \|\mathbf{D}\|) \quad (2.81)$$

2.6.2.4 SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO

Uma das vantagens do modelo hipoplástico é que ele não precisa de superfície de plastificação. Mas, com algum desenvolvimento matemático, pode-se chegar a uma superfície *swept-out-memory* (SOM), que é análoga à superfície de plastificação de modelo CCM. Elaborou-se esta superfície com envoltórias de resposta, encontrando-se uma superfície de estado limite que relaciona a superfície de plastificação com a troca de volume. Isto é ilustrado na Figura 2.21 e expressado por:.

$$p_e^* = -\frac{2}{3} tr \mathbf{T} \|\mathcal{A}^{-1} : \mathbf{N}\|^{\frac{1}{\alpha}} \quad (2.82)$$

\mathcal{A} é dado por:

$$\mathcal{A} = f_s \mathcal{L} - \frac{1}{\lambda^*} \mathbf{T} \otimes \mathbf{1} \quad (2.83)$$

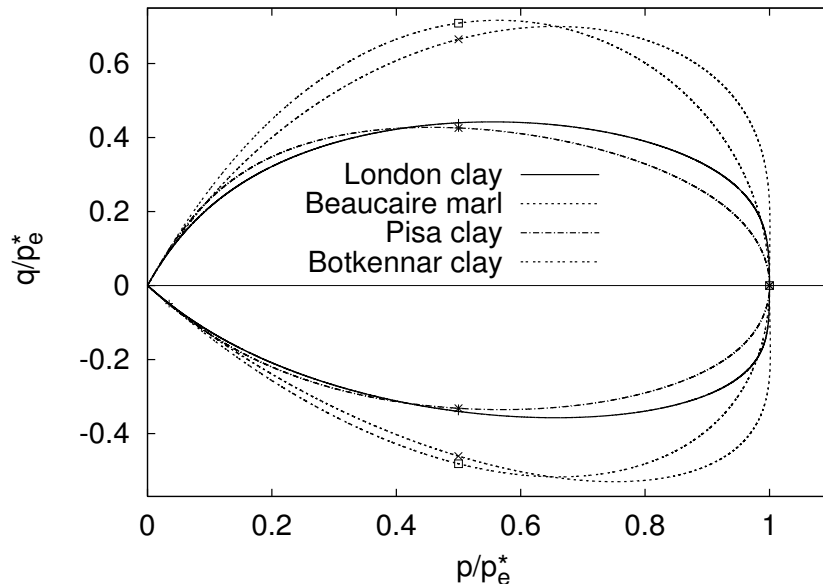


Figura 2.21: Superfície SOM em hipoplásticidade para argilas de diferentes materiais Masín (2006)

2.6.2.5 LEI DE ENDURECIMENTO

Para este modelo tem-se uma lei de endurecimento isotrópica igual ao modelo CCM, mas com a diferença que é dada no plano duplo logarítmico natural da tensão efetiva média e o volume específico, como é mostrado na Figura 2.22. Esta lei afeta as Equações 2.53, 2.54, 2.66 e 2.67 no modelo hipoplástico.

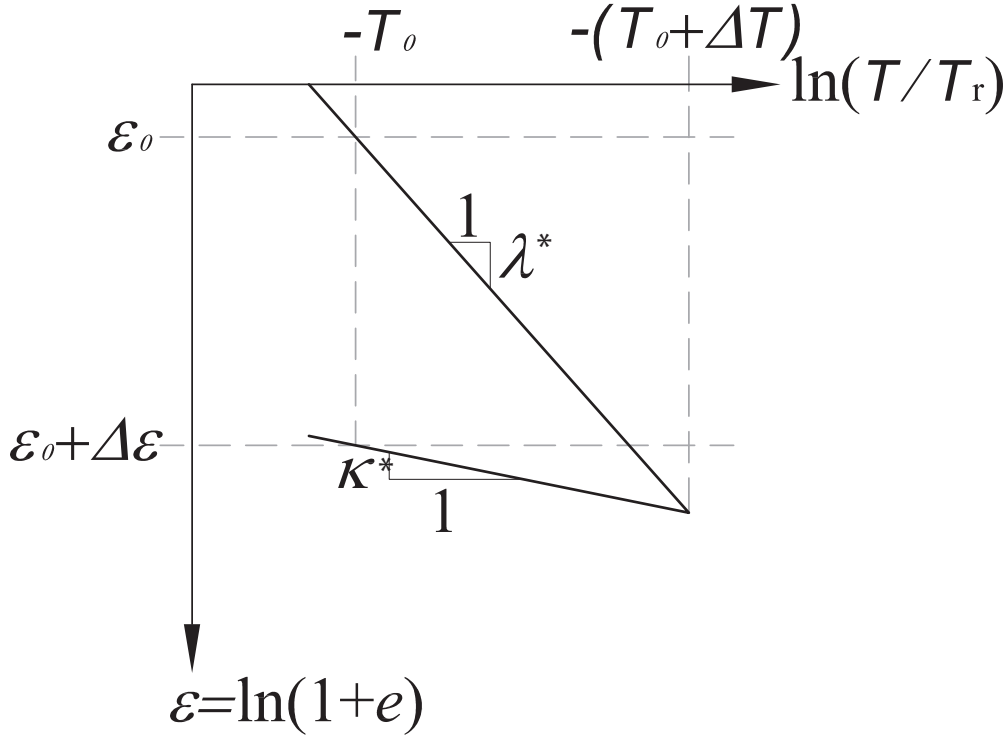


Figura 2.22: Planos de logaritmo natural da tensão efetiva média e o volume específico, proposto por Butterfield (Fuentes, 2008)

2.6.2.6 PARÂMETROS

São utilizados cinco parâmetros igual ao modelo CCM. Estes podem ser obtidos de um ensaio de adensamento triaxial isotrópico e de um ensaio de cisalhamento triaxial em condições drenadas ou não drenadas. A seguir será demonstrado como obter esses parâmetros.

Adensamento triaxial isotrópico, Para descrever a lei de compressão que usa o modelo (lei de compressão de Butterfield), precisam-se de 3 parâmetros (λ^* , κ^* e N). Os dois primeiros parâmetros λ^* e κ^* são as inclinações de carregamento e descarregamento de um adensamento isotrópico em um plano duplo logarítmico natural (Figura 2.22). O

parâmetro N é a projeção da curva para um índice de vazios com tensão efetiva média 1kPa no plano logarítmico duplo.

Cisalhamento triaxial não drenado. Deste ensaio têm-se dois parâmetros: r e ϕ_c . O primeiro é definido como a relação do módulo volumétrico (K) e o módulo de cisalhamento (G) não drenados, que por sua vez está relacionado com o módulo de elasticidade e com o coeficiente de Poisson na Equação 2.84. O segundo parâmetro φ_c é obtido da mesma forma que o parâmetro M_c do CCM (secção 2.6.1.6), com a diferença de dar a inclinação em graus.

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (2.84)$$

2.6.2.7 ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA

Apresenta-se o esquema resumido das equações para a implementação de um algoritmo de integração explícita do modelo hipoplástico. A representação tensorial adotada e o ordem do esquema é consistente com as convenções do programa ABAQUS. Os tensores de tensão e deformação são de nove componentes neste algoritmo. Estes são trocados no início e no fim na implementação no programa ABAQUS por tensores de 6 componentes, a qual é a notação utilizada pelo programa.

A seguir é apresentado o passo-a-passo da implementação numérica:

- i. Definir parâmetros N , r , κ^* , λ^* , ϕ_c do material:
- ii. Definir o tensor de velocidade de deformação $[\mathbf{D}_n]$

$$[\mathbf{D}_n] = \frac{[\Delta \varepsilon_n]}{\Delta t_n}$$

- iii. Definir condição inicial da variável de estado e .
- iv. Calcular os tensores de tipo tensão.

$$[\hat{\mathbf{T}}_n] = \frac{[\mathbf{T}_n]}{\text{TRACE}[\mathbf{T}_n]}$$

$$[\hat{\mathbf{T}}_n^*] = [\hat{\mathbf{T}}_n] - 1/3[\mathbf{1}]$$

v. Escrever o índice de vazios no seguinte incremento.

$$e_{n+1} = e_n + \text{TRACE}[\mathbf{D}_n] * \Delta t$$

vi. Calcular a^* e F .

$$a^* = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \phi_c}$$

$$\text{theta3} = \text{TRACE}[\hat{\mathbf{T}}_n^* \cdot \hat{\mathbf{T}}_n^* \cdot \hat{\mathbf{T}}_n^*]$$

⌈ Verificar o ângulo de Lode IF $\text{NORM}[\hat{\mathbf{T}}_n^*] \leq 1.0d0$ then

$$\cos 3\theta_n = 1.0d0$$

⌈ ELSE

$$\cos 3\theta_n = -\sqrt{6}\text{theta3}/(\text{NORM}[\hat{\mathbf{T}}_n^*])^3$$

⌈ IF $(\cos 3\theta_n \geq 1)$, $(\cos 3\theta_n = 1)$

⌈ IF $(\cos 3\theta_n \geq -1)$, $(\cos 3\theta_n = -1)$

⌈ ENDIF

▮ Calcular ângulo ψ_n

$$\tan(\psi)_n = -\sqrt{3}(\text{NORM}[\hat{\mathbf{T}}_n])$$

$$F = \sqrt{\frac{1}{8}(\tan \psi_n)^2 + \frac{2 - (\tan \psi_n)^2}{2 + \sqrt{2} \tan \psi_n \cos 3\theta_n}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi_n$$

vii. Fatores escalares f_d e f_s .

$$\alpha = \frac{1}{\log 2} \log \left[\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\lambda^* + \kappa^*} \left(\frac{3 + a^{*2}}{a^* \sqrt{3}} \right) \right]$$

$$f_d = - \left[\frac{2\text{TRACE}[\mathbf{T}_n]}{3p_r} \exp \left(\frac{\ln(1+e) - N}{\lambda} \right) \right]^\alpha$$

$$f_s = - \frac{\text{TRACE}[\mathbf{T}_n]}{\lambda^*} \left(3 + a^{*2} - 2^\alpha a^* \sqrt{3} \right)^{-1}$$

viii. Calculo dos tensores \mathcal{L} e \mathbf{N} .

▮ Calculo de constantes

$$c_1 = \left(\frac{2(3 + a^{*2} - 2^\alpha \sqrt{3} a^*)}{9r} \right)$$

$$c_2 = 1 + (1 - c_1) \frac{3}{a^{*2}}$$

$$I_1 = \text{TRACE}[\mathbf{T}_n]$$

$$\begin{aligned}
I_2 &= \frac{1}{2} [\mathbf{T}_n : \mathbf{T}_n - (I_1^2)] \\
I_3 &= \text{DET}[\mathbf{T}_n] \\
\mathbf{m}_n &= -\frac{a^*}{F} \left[\hat{\mathbf{T}}_n + \hat{\mathbf{T}}_n^* - \frac{\hat{\mathbf{T}}_n}{3} \left(\frac{6\hat{\mathbf{T}}_n : \hat{\mathbf{T}}_n - 1}{\left(\frac{a^*}{F}\right)^2 + \hat{\mathbf{T}}_n : \hat{\mathbf{T}}_n} \right) \right] \\
Y_n &= \left(\frac{\sqrt{3}a^*}{3 + a^{*2}} - 1 \right) \left[\frac{(I_1 I_2 + 9I_3)(1 - \sin^2 \varphi_c)}{8I_3 \sin^2 \varphi_c} \right]
\end{aligned}$$

▮ Tensores \mathcal{L} e \mathbf{N}

$$\mathcal{L}_n = \frac{1}{\hat{\mathbf{T}}_n : \hat{\mathbf{T}}_n} \left(c_1 F^2 \mathbb{I} + c_2 a^{*2} \hat{\mathbf{T}}_n \otimes \hat{\mathbf{T}}_n \right)$$

$$\mathbf{N}_n = \mathcal{L}_n : -Y_n \left(\frac{\mathbf{m}_n}{\text{NORM}[\mathbf{m}_n]} \right)$$

ix. Calcular o tensor de tensões de ZAREMBA-JAUMMAN

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}}_n = (f_s[\mathcal{L}_n] : [\mathbf{D}_n]) + f_s f_d \mathbf{N}_n \text{NORM}[\mathbf{D}_n]$$

x. Atualizar estado de tensões

$$[\mathbf{T}_{n+1}] = [\mathbf{T}_n] + [\overset{\circ}{\mathbf{T}}_n] * \Delta t$$

xi. Calculo de módulo hipoplástico

$$\mathbb{C}_n^{hip} = \mathcal{L}_n + \frac{\mathbf{N}_n \otimes \mathbf{D}_n}{\text{NORM}[\mathbf{D}_n]}$$

2.7 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

Os métodos mais utilizados são o método de Monte Carlo, método de Taylor (FOSM) e o método dos pontos de estimativa (Rosenblueth). Estes métodos fazem a validação da distribuição de probabilidade de uma variável dependente que neste caso é por exemplo o fator de segurança, a margem de segurança ou deformação admissível, em função das distribuições estatísticas das variáveis independentes, como por exemplo: parâmetros de tensão e deformação do modelo constitutivo usado e variáveis de carga. Abaixo, apresenta-se os componentes e conceitos básicos para utilização do método de Monte Carlo.

2.7.1 FUNÇÃO DE ESTADO LIMITE O FUNÇÃO DE DESEMPENHO

Para fazer uma estimativa de confiabilidade é necessária uma função de estado limite ou de desempenho. Esta função de estado limite delimita um domínio seguro de um não seguro. Na prática comum da geotecnia se usam as funções de fator de segurança (FS) e a margem de segurança (MS) (Prada et al., 2011), onde o fator de segurança é a razão entre a capacidade de carga e a carga, como mostrado na Equação 2.85. A margem de segurança é obtida como a subtração da resistência menos a carga, como demonstra a Equação 2.86.

$$FS = \frac{\text{capacidade de carga}}{\text{carga}} \quad (2.85)$$

$$MS = \text{capacidade de carga} - \text{carga} \quad (2.86)$$

O FS e MS são função das propriedades mecânicas do solo, e estas por sua vez são tratadas como variáveis de probabilidades. A realização da variável depende de uma função de densidade de probabilidade caracterizada pelos parâmetros de média e desvio padrão para uma variável que é a distribuição normal ou log-normal.

2.7.2 MÉTODO DE MONTE CARLO

A partir da criação de um grande número de jogos de valores, gerados aleatoriamente, aplica-se uma distribuição estatística dos parâmetros de incerteza e calcula-se a função de desempenho para cada jogo. Os valores da probabilidade de falha podem ser calculados diretamente dos resultados dos jogos de dados gerados aleatoriamente obtendo assim a distribuição de probabilidade. Este método tem a vantagem da simplicidade conceitual,

mas requer um grande número de jogos de valores da função de desempenho para chegar a uma precisão adequada. Ao contrário de outros métodos, a simulação de Monte Carlo não dá nenhuma luz sobre a contribuição relativa dos parâmetros aleatórios (Baecher & Christian, 2003).

2.8 MODELAGEM DE ESTACAS EM ELEMENTOS FINITOS

As pesquisas de estacas por método de elementos finitos têm sido baseadas em três fatores principais: etapas de construção, atrito entre o solo e a estaca e o modelo constitutivo. Em seguida, mostram-se que estes fatores se usam em várias pesquisas em elementos finitos.

2.8.1 MODELO CONSTITUTIVO E ATRITO SOLO-ESTACA

Da revisão do estado da arte em modelagem de elementos finitos de estacas submetidas a carga lateral e vertical, podem ser extraídas as seguintes características: Modelo da interação solo-estaca; Modelo constitutivo; Tópico principal de estudo da pesquisa.

A Tabela 2.8 mostra as informações resumidas.

Tabela 2.8: Resumo do estado da arte do modelagem de estacas em elementos finitos.

Referência	Lei de atrito	Modelo constitutivo	Tópico de estudo
Mota (2003) ^P	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Carga vertical de estacas em solo tropical com parâmetros obtidos através de ensaios de campo
Garcia et al. (2006) ^A	rugosa	viscohipoplasticidade	Simulação da história de tensões em radier estaqueado da torre Messeturm (Alemanha) com dados medidos
Johnson et al. (2006) ^A	Coulomb	Mohr-Coulomb	Influência da forma da estaca e do efeito de inclinação da carga
Anjos (2006) ^P	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Estudo de estaca escavada (tubulão) em solo tropical
Carranza (2008) ^A	Coulomb	Mohr-Coulomb e viscohipoplasticidade	Estacas submetidas a carga cíclica vertical e lateral
Zamri et al. (2009) ^P	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Comportamento lateral de estacas em solo coeso com mudança de nível d'água
Said et al. (2009) ^L	Mohr-Coulomb com modificações	Mohr-Coulomb	Comportamento de provas de carga vertical em modelo axissimétrico com influência do processo construtivo
Lee et al. (2010) ^A	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Importância da localização das estacas para melhorar a capacidade de carga num Radier Estaqueado em argila mole

^A Programa Abaqus

^L Programa LCPC - CESAR

^P Programa Plaxis

2.9 MODELAGEM ESTOCÁSTICA DE ESTRUTURAS GEOTÉNICAS

Na atualidade a variabilidade intrínseca e epistêmica dos parâmetros geotécnicos tem sido de grande importância no comportamento dos projetos geotécnicos (Sumanta & Sivakumar, 2008). Isto é devido aos problemas na previsão do comportamento de obras geotécnicas que não levam em conta este fator. Como solução ao mencionado anteriormente, foram desenvolvidos vários métodos estocásticos para levar em conta essa variabilidade e serem aplicados às obras geotécnicas.

No entanto, estes métodos ainda não são aplicados com muita frequência aos modelos numéricos devido à limitação nos tempos de cálculo e à complexidade da implementação nas modelagens numéricas, o que conduz a uma utilização em modelos simples de duas dimensões e de pouca complexidade.

Nesta seção mostra-se a revisão do estado da arte da modelagem estocástica de projetos geotécnicos. Na Tabela 2.9 são extraídas e mostradas as características principais dos trabalhos pesquisados: Referência; Tipo de estrutura geotecnica; Modelo constitutivo; Tipo de simulação; Tópico de estudo.

Tabela 2.9: Resumo do estado da arte de estruturas geotécnicas com modelos estocásticos.

Referência	Estrutura	Modelo constitutivo	Simulação	Tópico de estudo
Halidou & Breysse (2007) ^{An}	Radier estaqueado	Elástico	Montecarlo	Efeito da variabilidade espacial em radier estaqueados
Sumanta & Sivakumar (2008) ^F	Estacas	Mohr-Coulomb	Montecarlo	Influência da variabilidade espacial da coesão não drenada em estacas carregadas lateralmente
Hamonangan (2008) ^{An}	Estacas	Mohr-Coulomb	Montecarlo e Markov chain	Entendimento da influência da camada de rocha da base na resistência de estacas
Felling et al. (2010) ^A	Túneis	Mohr-Coulomb e equações analíticas	Montecarlo e FOSM	Validação de métodos para à análise de tensões de apoio no frente avançando dos túneis
Iason & Straub (2012) ^S	Escavação	Mohr-Coulomb	Montecarlo e Markov chain	Análise de uma escavação com muro em cantiléver por médio de um campo aleatório

^A Programa Abaqus

^F Programa FLAC - 2D

^S Programa SOFiSTiK - 2D

^{An} Resposta Analítica

Capítulo 3

COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO ESTRUTURADO DO CAMPO EXPERIMENTAL

3.1 LOCALIZAÇÃO

Para esta pesquisa foi construído um campo experimental localizado nas instalações da empresa Solotrat Engenharia Geotécnica Centro-Oeste. O Campo Experimental está situado na periferia de Brasília, Guará (pertencente ao Distrito Federal, região Centro Oeste do Brasil). O endereço do campo, de acordo com a nomenclatura vigente no Setor, é SIA SMAS, Conjunto A1, Lote 06, Guará-DF. As coordenadas aproximadas são $15^{\circ}48'59''\text{S}$ e $47^{\circ}57'58''\text{O}$ e a cota de elevação é 1084 m. Na Figura 3.1 mostra-se a localização do campo experimental.

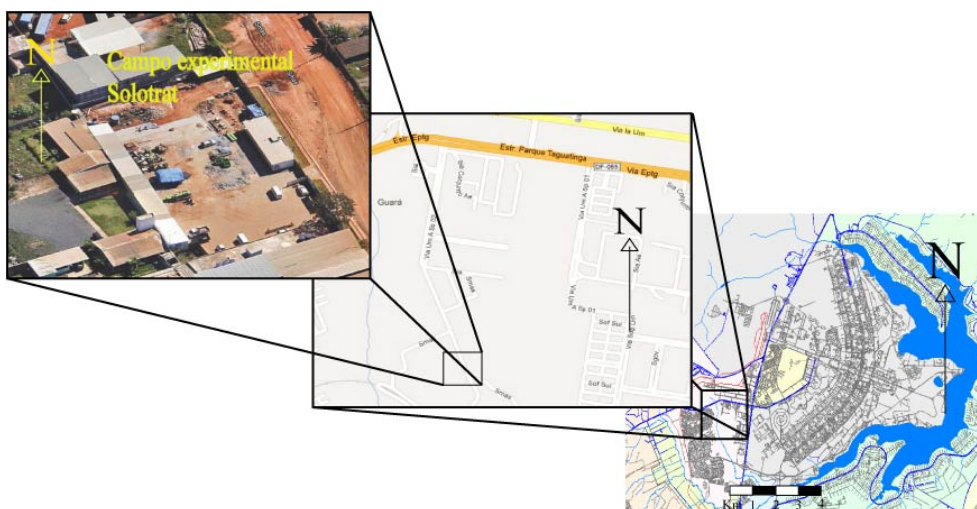


Figura 3.1: Localização do campo experimental

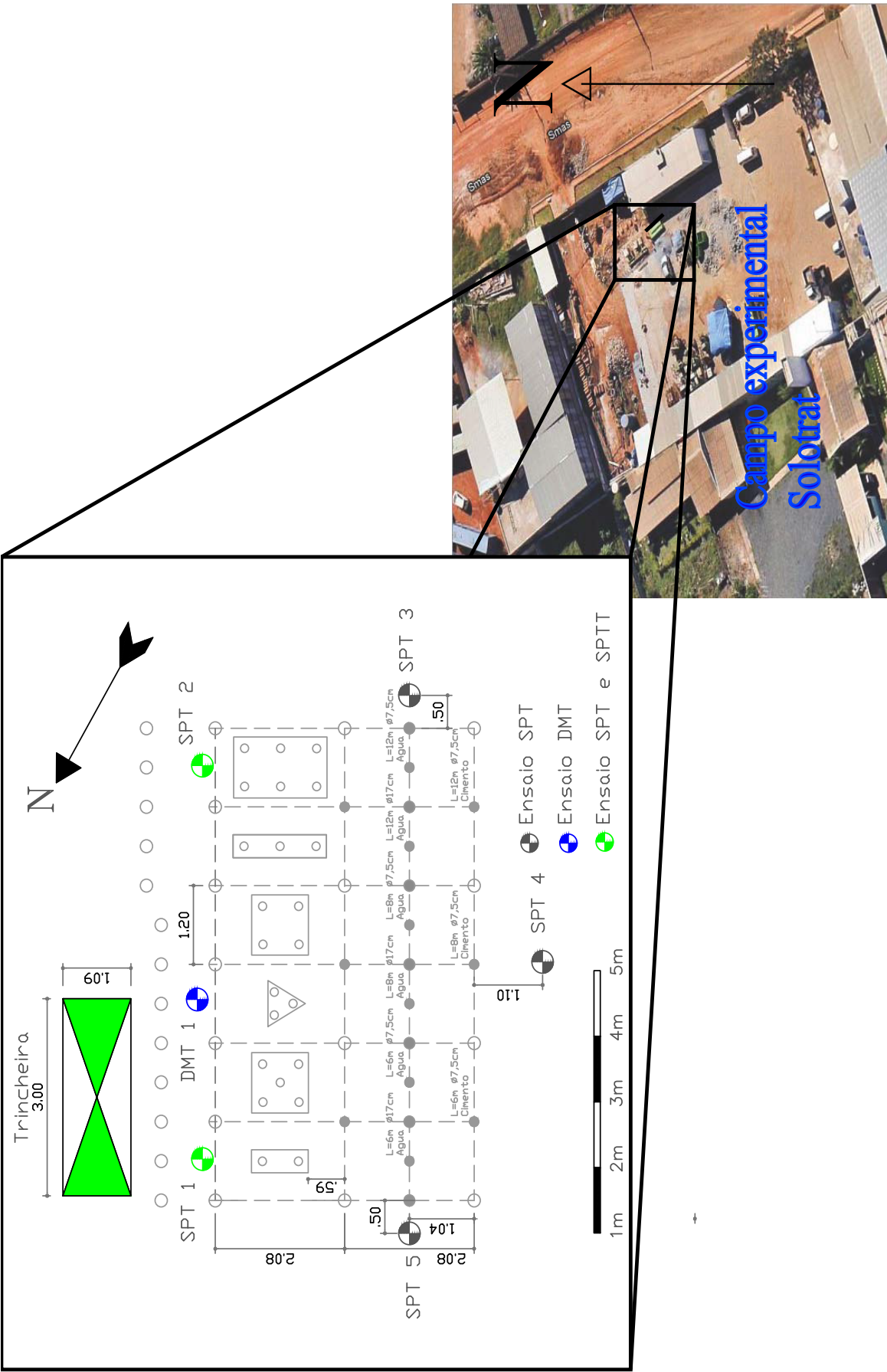


Figura 3.2: Localização dos grupos de estacas e sondagens para obtenção de amostras no campo experi-
mental

3.2 ENSAIOS DE CAMPO

Para a caracterização do solo no campo experimental foram feitas seis perfurações espaçadas 2,40 m, com profundidades variando de 8 a 15 m. A localização dos ensaios é apresentada na Figura 3.2, e na Tabela 3.1 apresentam-se os dados de número de perfuração, a profundidade máxima, data e problemas na realização dos ensaios.

Tabela 3.1: Resumo dos ensaios de campo feitos no campo experimental

Ensaio	Data	Profundidade máxima (m)	Motivo da paralização
SPT 1	18/5/11	15	SPT>60 Golpes
SPT 2	20/5/11	15	SPT>60 Golpes
SPT 3	16/11/10	13	SPT>60 Golpes
SPT 4	17/11/10	13	SPT>60 Golpes
SPT 5	18/11/10	13	SPT>60 Golpes
SPT-T 1	18/5/11	15	SPT>60 Golpes
SPT-T 2	20/5/11	15	SPT>60 Golpes
DMT	3/7/11	8	Inclinação excessiva das hastes

Realizaram-se cinco perfurações por meio da cravação vertical contínua de um amostrador padrão de diâmetro externo de 50,8 mm e 700 mm de comprimento. Simultaneamente à penetração do amostrador, foram feitas medidas do N_{SPT} e do torque (Figura II.1). Para a obtenção do N_{SPT} determina-se o número de golpes necessários para a penetração de 45 cm do amostrador no solo, dividido em três distâncias de 15 cm. O N_{SPT} é o número de golpes dos últimos 30 cm (sem nenhuma correção). A cravação vertical é através da queda livre de um martelo com massa padronizada de 65 kg, solto de uma altura de 75 cm. Após o ensaio SPT, é realizado o ensaio SPT-T, que consiste em aplicar um torque no amostrador. Isto determina um atrito lateral entre o amostrador e o solo. Os resultados destas perfurações são apresentados na Figura 3.3, onde, apresentam-se os seguintes resultados: Número de golpes do ensaios SPT versus profundidade; torque máximo obtido no ensaio na profundidade; torque residual obtido no ensaio versus profundidade; média do número de golpes do ensaio SPT e desvio padrão dos dados a cada profundidade. Pela Figura 3.3f, observa-se um reduzido desvio padrão até uma profundidade de 7 metros, com considerável aumento posterior dos valores.

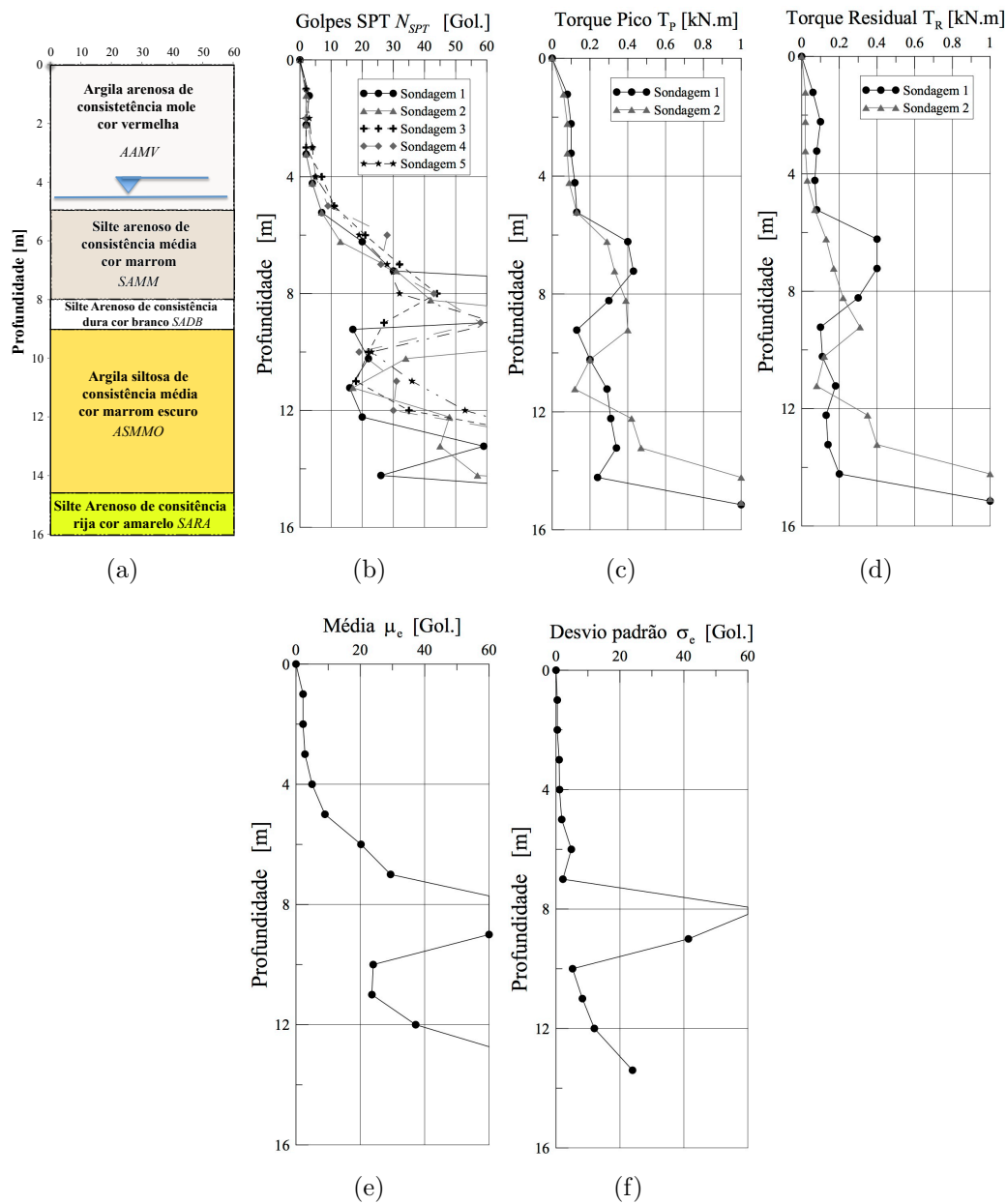


Figura 3.3: Ensaios SPT realizados no campo experimental

Realizou-se uma perfuração por meio do ensaio de dilatômetro de Marchetti (DMT) (Figura II.2), segundo a norma ASTM (2001). Os aspectos considerados são: coleta de dados a cada 20 cm, velocidade de penetração de 2 cm/s, calibração antes do ensaio (ΔA e ΔB) e obtenção das pressões P_a (pressão para uma separação de membrana de 0,05 mm), P_b (pressão de gás a uma deformação radial do diafragma de 1,1 mm) e P_c (pressão interna do diafragma para voltar à posição P_a). Com as pressões descritas são calculadas as seguintes pressões: pressão P_0 a qual é função da profundidade Z_m , a pressão P_a e as constantes de calibração ΔA e ΔB , como mostra a Equação 3.1. A pressão P_1 é função da

pressão P_b , da profundidade Z_m e da constante de calibração ΔB , conforme descrito na Equação 3.2. Na Figura 3.4 mostram-se as pressões P_0 e P_1 com a profundidade.

A partir das pressões, anteriormente calculadas, são obtidos os parâmetros do dilatômetro, listados a seguir: módulo dilatométrico E_D que é calculado com as pressões P_0 e P_1 como mostra a Equação 3.3, índice de material I_D que tem a entrada da pressão de poros como se observa na Equação 3.4, e o índice de tensão horizontal k_D o qual tem adicionalmente a influência da tensão vertical efetiva σ'_v como mostra a Equação 3.5. Os valores dos parâmetros do DMT obtidos para o furo executado são apresentados na Figura 3.5.

$$P_0 = 1.05(P_a - Z_m + \Delta A) - 0.05(P_b - Z_m + \Delta B) \quad (3.1)$$

$$P_1 = P_b - Z_m + \Delta B \quad (3.2)$$

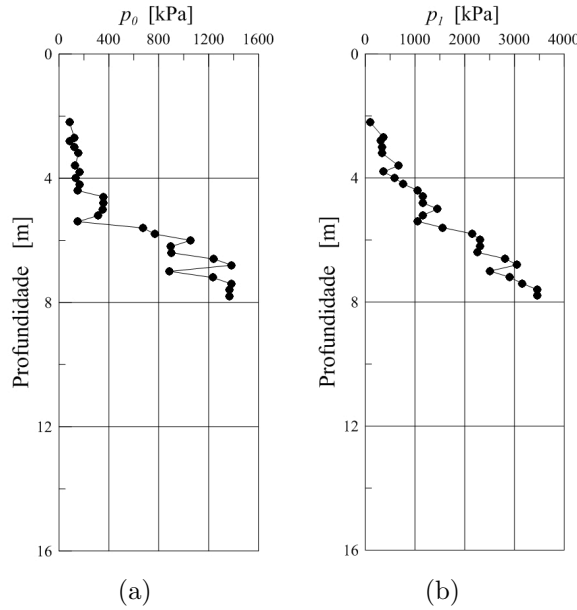


Figura 3.4: Leituras iniciais do ensaio DMT

$$E_D = 34.7(P_1 - P_0) \quad (3.3)$$

$$I_D = \frac{(P_1 - P_0)}{(P_0 - u_0)} \quad (3.4)$$

$$k_D = \frac{(P_0 - u_0)}{\sigma'_v} \quad (3.5)$$

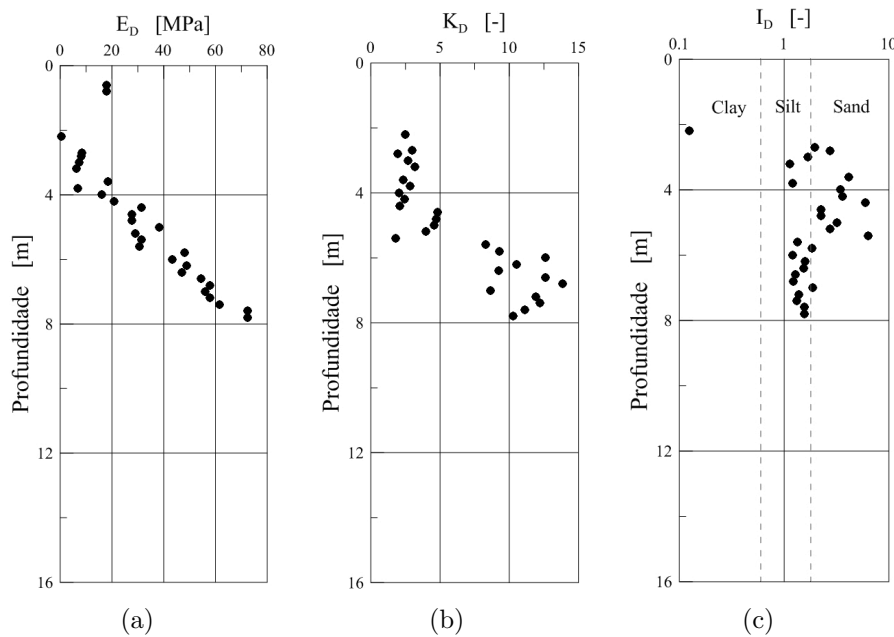


Figura 3.5: Parâmetros calculados do ensaio DMT

3.2.1 INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo foram usados para definir o perfil do solo a ser utilizado nos modelos de elementos finitos e suas respectivas propriedades (geomecânicas). A seguir são apresentadas as análises destes ensaios.

A partir dos resultados do ensaio SPT foram obtidos parâmetros aproximados de densidade relativa D_r com a proposta de Meyerhof (1957), que relaciona o número de golpes do ensaio corrigido por energia, comprimento das hastes e o diâmetro do furo e a tensão efetiva vertical, com a denominação de N_{60} , como mostra a Equação 3.6. Desta relação obtém-se o ângulo de atrito ϕ com a Equação 3.7 proposta por Meyerhof (1956) e o módulo de elasticidade E em MPa é calculado pela proposta de Clayton (1993), que considera uma proporcionalidade entre o números de golpes (sem correção) e o módulo, conforme descrito na Equação 3.8. Os resultados das estimativas estão representados nas Figuras 3.6a a 3.6c. Do ensaio SPT-T obteve-se o parâmetro T_p/N_{SPT} , proposto por Decourt & Filho (1994), como a relação entre torque medido no ensaio e o número de golpes do ensaio SPT. Os resultados das análise do ensaio SPT-T está na Figura 3.6d.

$$D_r = \frac{N_{60}}{0.28\sigma'_v + 32} \quad (3.6)$$

$$\phi = 30 + 0.15D_r \quad (3.7)$$

$$E = 1N_{SPT} \quad (3.8)$$

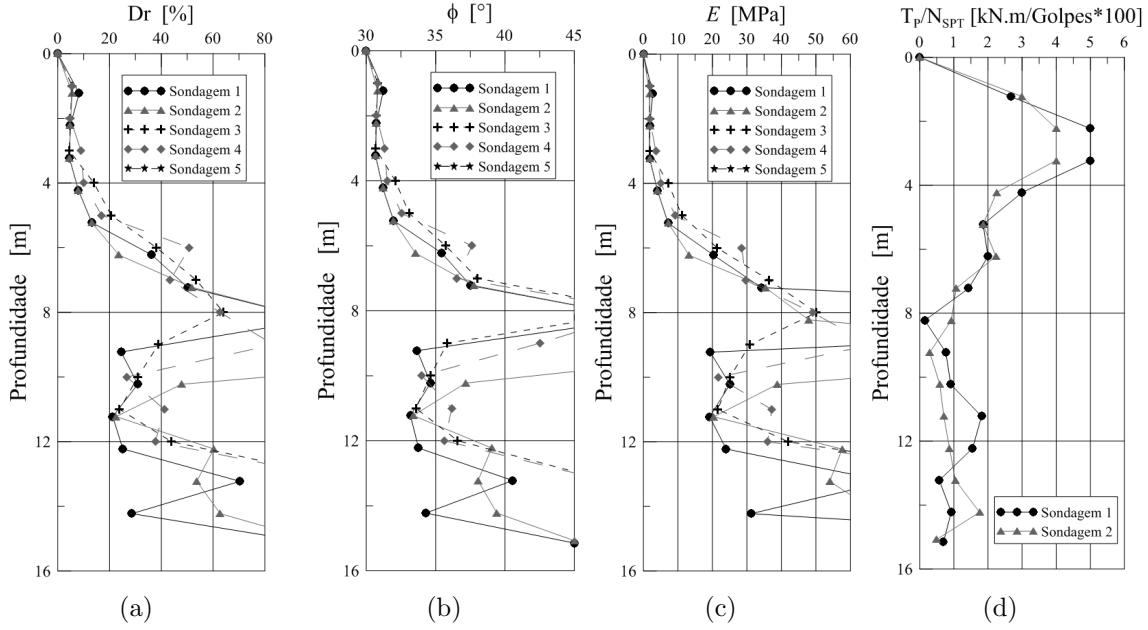


Figura 3.6: Parâmetros obtidos do ensaio SPT

A partir do ensaio de dilatômetro estimou-se o coeficiente de empuxo no repouso K_0 , o qual depende do índice de tensão horizontal k_D , como mostra a Equação 3.9 proposta por Marchetti (1980). Outra proposta para o K_0 , realizada por Lacasse & Lunne (1998), para valores de I_D maiores 1,2 é apresentada na Equação 3.12, onde verifica-se a influência do ângulo de atrito. A razão de pré-adensamento OCR é relacionada com k_D e I_D como mostram as Equações 3.10 e 3.13, propostas por Marchetti et al. (2001). O módulo de compressão unidimensional M_{EDO} é função do módulo dilatométrico E_D e do índice de tensão horizontal k_D como mostra a Equação 3.14 proposta por Marchetti et al. (2001). O ângulo de atrito ϕ só é função de k_D , conforme descrito na Equação 3.11 proposta por Marchetti (1980), e o módulo de elasticidade E está relacionado com o módulo de compressão unidimensional M_{EDO} como mostra a Equação 3.18, proposta por Butler em 1975 e referenciada no livro de Schnaid (2009). Tais coeficientes encontram-se representados graficamente na Figura 3.7.

$$K_0 = \left(\frac{k_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (3.9)$$

$$OCR = (0,5k_D)^{1.56} \quad (3.10)$$

$$\phi = 28 + 14.6 \log k_D - 2.1 \log^2 k_D \quad (3.11)$$

para $I_D > 1.2$

$$K_0 = \frac{(40 + 23k_D - 86k_D(1 - \sin \phi) + 152(1 - \sin \phi) - 717(1 - \sin \phi)^2)}{(192 - 717(1 - \sin \phi))} \quad (3.12)$$

$$OCR = (0,5 + 0,17((I_D - 1,2)/0,8)k_D)^{1,56+0,35(I_D-1,2/0,8)} \quad (3.13)$$

$$M_{EDO} = E_D R_m \quad (3.14)$$

onde

$$R_m = 0.14 + 2.36 \log k_D \implies I_D < 0.6 \quad (3.15)$$

$$R_m = 0.5 + 2 \log k_D \implies I_D > 3 \quad (3.16)$$

$$R_m = 0.32 + 2.18 \log k_D \implies I_D > 10 \quad (3.17)$$

$$E = 0.8 M_{EDO} \quad (3.18)$$

Através dos resultados dos ensaios SPT, SPT-T e DMT são reconhecidas cinco camadas principais. A primeira camada, de 0 a 5,0 m, possui uma argila arenosa de cor vermelha com consistência mole, aderência pegajosa e presença de plasticidade (*AAMV*). O lençol freático está a 4,5 m de profundidade. A segunda camada vai até a 8,0 m, composta por silte arenoso de cor marrom, consistência média, aderência ligeiramente pegajosa e ligeiramente plástico (*SAAM*). A terceira camada de 8,0 a 9,0 m, apresenta um silte arenoso de cor branca e consistência dura, não plástico e não pegajoso (*SADB*). Após

os 9,0 m encontra-se uma argila siltosa de consistência média, ligeiramente plástica e cor marrom escuro (*ASMMO*). Dos 14,5 m até o final da perfuração, encontrou-se um silte arenoso de cor amarela e consistência rija, aderência ligeiramente pegajosa e ligeiramente plástico (*SARA*).

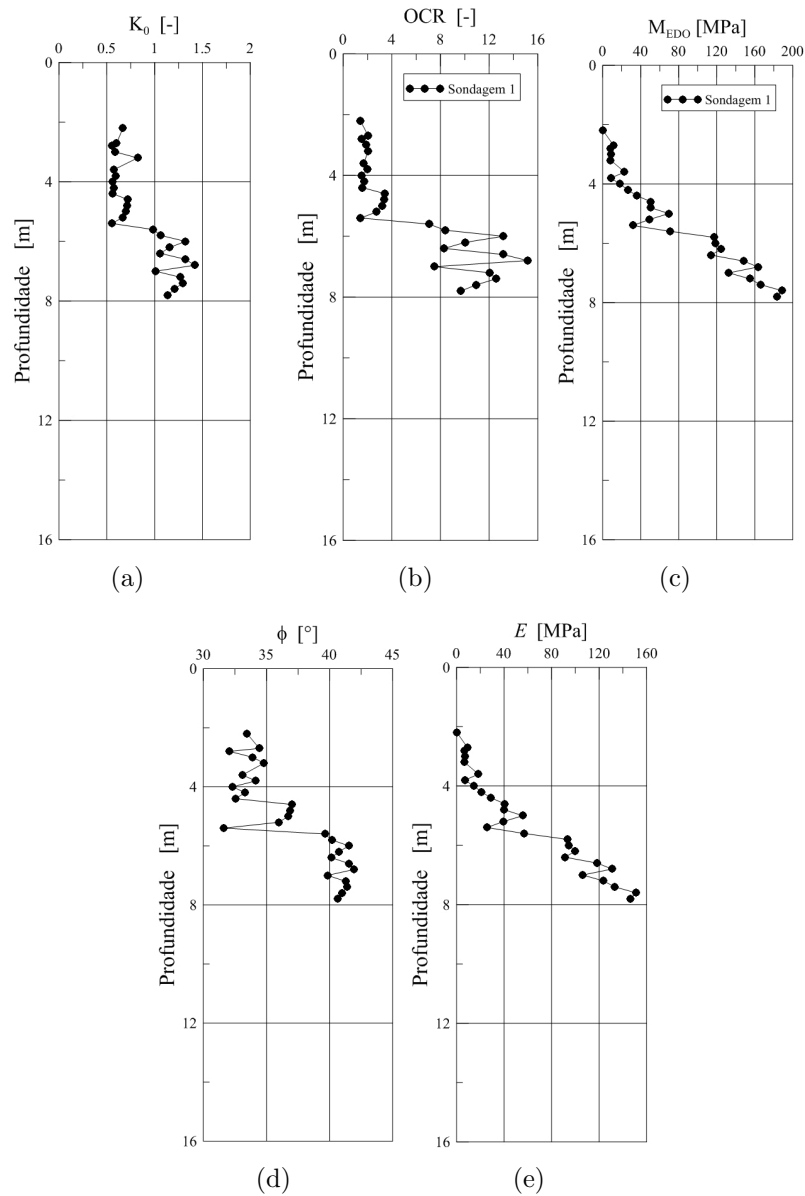


Figura 3.7: Parâmetros obtidos do ensaio DMT

Na identificação das camadas usou-se o trabalho apresentado por Decourt & Filho (1994), Figura 3.8, integrado aos ensaio realizados SPT e DMT. A primeira camada foi identificada por meio da relação T_p/N_{SPT} com valores de 2,5 a 5,0 Figura 3.6d, sendo classificada como argila porosa colapsível na Figura 3.8. Para conferir este resultado usou-se a Figura 3.3, apresentado um numero de golpes do ensaio SPT constante menor do que

seis e um torque de pico quase 0,1 kN.m. Na Figura 3.5b observa-se um comportamento constante do k_D com um valor médio igual a 2. Das Figuras 3.6b, 3.6c, têm-se um ângulo de atrito igual a 31 graus e um módulo de elasticidade igual a 5 MPa, quase constantes até os 5 m, semelhante às Figuras 3.7a, 3.7b e 3.7d onde há um valor quase constante do K_0 igual a 0,6, de OCR igual a 2 e de ângulo de atrito variando de 32 a 36 graus.

Na segunda camada, observou-se o aumento da rigidez conforme descrito na Figura 3.3, onde o número de golpes do ensaio SPT aumenta de 10 a 20 com a profundidade, e o torque de pico manteve-se quase constante entre 0,3 a 0,4 kN.m. Da Figura 3.5c observa-se que os valores do índice de material I_D estão dentro da faixa do solo classificado como silte. Os valores das Figuras 3.6a, 3.6b e 3.6c mostram um aumento dos parâmetros com a profundidade de forma linear, por exemplo, a densidade relativa D_r varia de 20 a 60 aumentado linearmente, o ângulo de atrito de 33 a 38 graus e o módulo de elasticidade E de 10 a 40 MPa. Nas Figuras 3.7a e 3.7d do ensaio DMT, o K_0 se apresenta um comportamento quase constante com um valor perto de 1,2 e um ângulo de atrito de 37 a 42 graus. Na Figuras 3.7c e 3.7e observa-se um aumento linear do módulos M_{EDO} variando de 40 a 160 MPa e E com valores de 40 a 120 MPa. Disto se observa uma diferença entre o ensaio SPT e DMT de quase duas ordens de magnitude com respeito ao valor obtido para módulo de elasticidade E . Os valores T_p/N_{SPT} estão variando entre 2,5 e 1,5 e classificado a segunda camada como um solo saprolítico (Figura 3.8), sendo notado que esta classificação é aproximada, por ser a correlação válida para um solo de São Paulo. Para esta camada classificou-se o mesmo como um silte segundo a classificação do ensaio DMT.

Na terceira camada têm-se valores aproximados T_p/N_{SPT} menores que 1 (Figura 3.6d) e o solo em questão é classificado como areia sedimentar (Figura 3.8). Nesta camada verificou-se um aumento ainda maior da rigidez do solo. Este aumento da rigidez levou à paralização do ensaio DMT para não se danificar o equipamento como mostrado na Tabela 3.1. Do ensaio SPT obtiveram-se números de golpes maiores que 60 (Figura 3.3) levando a um ângulo de atrito de 45 graus, densidade relativa de 80 %, módulo de elasticidade maior que 60 MPa, como se apresenta na Figura 3.6.

Na quarta camada têm-se valores aproximados T_p/N_{SPT} iguais a 1 (Figura 3.6d) e o solo em questão é classificado novamente como areia sedimentar (Figura 3.8). Esta camada apresentou queda dos parâmetros do solo. O ensaio SPT apresenta um número de golpes

de 20 a 40 (Figura 3.3a), a densidade relativa de 20 a 40 %, com ângulo de atrito médio de 38 graus e módulo de elasticidade médio de 40 MPa. Os dados anteriores podem ser observados nas Figuras 3.6a, 3.6b e 3.6c.

Na última camada há um novo aumento da rigidez apresentando números de golpes maiores que 60 no ensaio SPT, para um trecho maior que 50 cm. Isto impõe o termino das perfurações.

Para concluir, mostram-se na Tabela 3.2 os parâmetros médios obtidos dos ensaios de campo, com seus correspondentes coeficientes de variação C_v , assim como o respectivo perfil do solo esquemático na Figura 3.9.

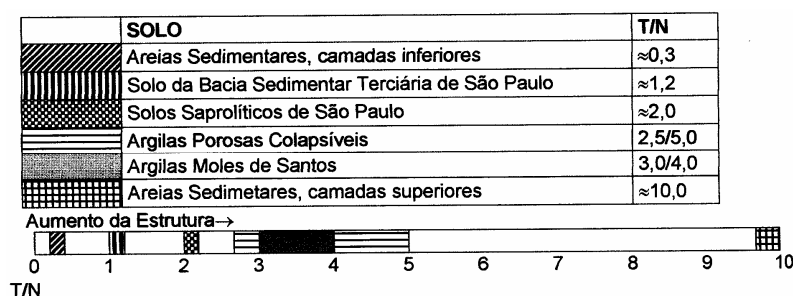


Figura 3.8: Classificação do tipo de solo com o parâmetro T_p/N_{SPT} (Decourt & Filho, 1994)

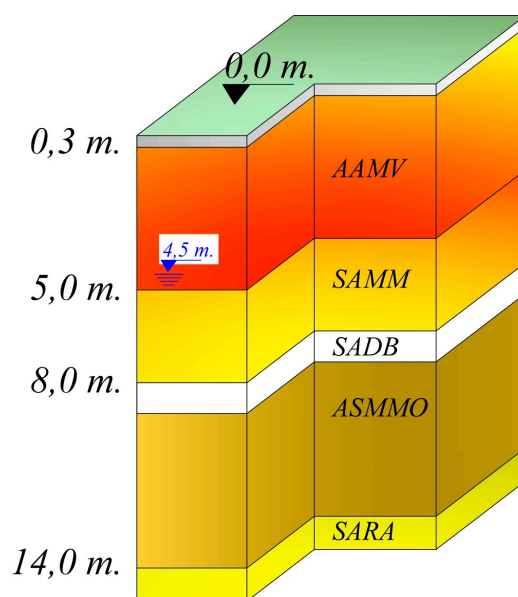


Figura 3.9: Perfil típico de solo do campo experimental

Tabela 3.2: Resumo dos parâmetros obtidos dos ensaios de campo no campo experimental

Camada	Profund.	Característica	D_r (%) ¹		ϕ (°) ³		E (MPa) ³		k_0 (-) ²		OCR (-) ²		M (MPa) ²	
			Média	C_v	Média	C_v	Média	C_v	Média	C_v	Média	C_v	Média	C_v
AAMV ₂	0 – 5	Argila arenosa vermelha	8	0,5	29	0,17	9	0,5	0,6	0,19	1,8	0,59	20,4	1,49
SAMM ₂	5 – 8	Silte arenoso marrom	33	0,55	34	0,12	38	0,53	1,2	0,20	9,8	0,7	108,5	0,51
SADB ₂	8 – 9	Argila siltosa marrom	72	0,34	39	0,11	60	0,38	—	—	—	—	—	—
ASMMO ₁	9 – 14	Silte arenoso consistência média	49	0,36	36	0,11	43	0,53	—	—	—	—	—	—
SARA ¹	14	Silte arenoso consistência média	73	0,3	40	0,12	55	0,4	—	—	—	—	—	—

¹ Parâmetro obtido do ensaio SPT

² Parâmetro obtido do ensaio DMT

³ Parâmetro obtido do ensaio SPT mais DMT

3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para o estudo do comportamento mecânico do solo do campo experimental foram coletadas duas amostras em bloco de dimensões 30 cm x 30 cm x 30 cm, à 3 m de profundidade, localizadas ao redor do campo experimental (trincheira nas Figuras 3.2 e II.3). Destas amostras são feitos ensaios de caracterização do material e ensaios de comportamento mecânico, especificamente ensaios de cisalhamento e compressões triaxiais. Dos ensaios de caracterização, obtém-se a classificação do solo. Dos ensaios de comportamento mecânico, obtém-se os parâmetros para os diferentes modelos constitutivos usados nesta pesquisa por meio de simulações destes ensaios, como é apresentado no Capítulo 6. Este parâmetros são introduzidos nos modelos de elementos finitos feitos na seção 7.4.

3.3.1 CARACTERIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO SOLO

Das amostras em bloco, realizou-se primeiro uma identificação e descrição do solo seguindo as instruções da Norma ASTM-D2488 (2000), baseada em procedimentos visuais e ensaios manuais. A caracterização preliminar da amostra de solo foi realizada por meio da identificação e descrição dos solos a partir de parâmetros como: cor, textura, odor, forma, consistência, cimentação, angularidade, estrutura, umidade natural, resistência à compressão, dilatância, dureza, plasticidade e granulometria volumétrica.

Como características gerais da amostra observaram-se a coloração vermelha, inodora e estrutura fina, para o solo seco, posto que a água não é visível e nem sensível ao tato.

O grupo em que se enquadra a amostra trata-se do solo fino, e mais de 50 %, em massa de suas partículas passaram pela peneira 200 (abertura de 0,074mm). Na Figura 3.10 mostram-se fotos da realização da identificação e descrição do solo.

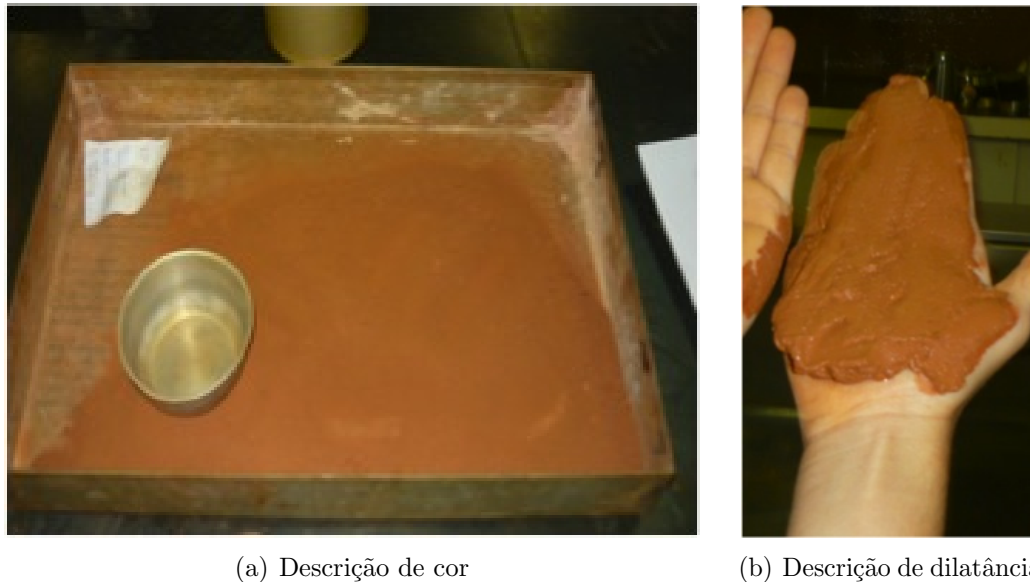


Figura 3.10: Registro fotográfico da identificação e descrição do solo

Examinando a granulometria da amostra, por meio de inspeção visual do solo destorroado, atribuiu-se ao solo a simbologia CH (C-argila, H-alta compressibilidade) (Lambe & Whitman, 1996), o qual apresenta a resistência seca variando entre alta a muito alta, a dilatância entre nenhuma a baixa e tenacidade média.

Posteriormente, realizarem-se ensaios de caracterização do material, com ensaios de umidade w , limite de liquidez w_L , limite de plasticidade w_P , peso específico γ , peso específico de sólidos γ_s , peso específico seco γ_d , granulometria (método da sedimentação) e o cálculo do índice de plasticidade I_P , apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Caracterização básica do material sob estudo em amostras indeformadas

Camada	Profund. (m)	Descrição (-)	w (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
AAMV (CH)	0 – 5	Argila arenosa vermelha	32,4	42	30	12	14,85	26,69	11,39	16,4	11,3	72,3

3.3.2 ENSAIOS TRIAXIAIS

Para a caracterização geomecânica do solo realizou-se dez ensaios triaxiais em condições saturadas. Em alguns ensaios foram realizadas trocas de velocidades, relaxamento e

troca das trajetórias de tensões. Isto é feito para se observar quais características devem ter os modelos constitutivos usados no presente trabalho. Com os ensaios, realizou-se uma calibração dos modelos constitutivos escolhidos, para observar o desempenho e o comportamento mecânico do solo, e obter os parâmetros que eventualmente deverão ser usados nos modelos de elementos finitos.

3.3.2.1 COMPRESSÕES TRIAXIAIS

Foram feitos quatro ensaios de adensamentos anisotrópicos (CA) variando os caminhos de tensões com relações a $\eta = q/p' = 0, 0, 0, 3, 0, 5$ e $0, 0 - 0, 5$, como mostra a Figura 3.11.

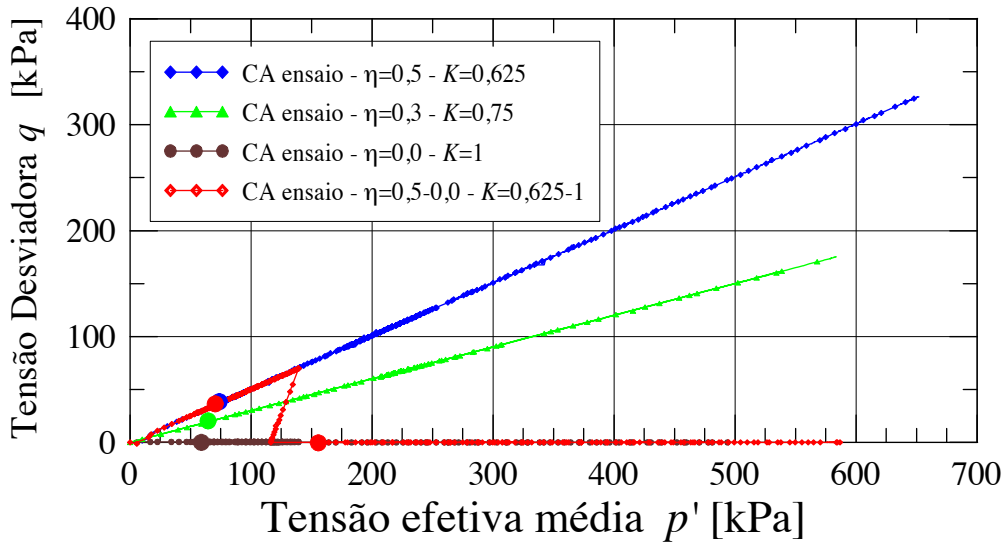


Figura 3.11: Trajetórias de tensões das compressões

O primeiro ensaio foi um adensamento isotrópico ($\eta = 0, 0$) a uma velocidade de deformação vertical constante de $\dot{s} = 0,02 \frac{mm}{min}$ até uma tensão efetiva média máxima p_{Max} de 500 kPa, como é mostrado na Figura 3.12, por meio da curva de adensamento isotrópica acompanhada da tensão de pré-adensamento. Da Figura 3.12a observa-se que não há uma tensão efetiva vertical p_v bem definida pelo método de Casagrande. Para resolver este problema usou-se o método de Becker et al. (1987) que relaciona a tensão de pré-adensamento p_c com a energia de deformação ou trabalho por unidade de volume. Isto é feito com o cálculo da energia de deformação que relaciona a tensão efetiva vertical p_v e o diferencial de deformação volumétrica $d\varepsilon_v$ conforme descrito na Equação 3.19, e plotado com a tensão efetiva média p . Na Figura 3.12b, realiza-se um método bilinear e na interseção das duas linhas obtém-se a tensão de pré-adensamento p_c (Beaumelle, 1991). Os valores de tensão de pré-adensamento pelo método de Becker são semelhantes aos obtidos

pelo método de Casagrande (Beaumelle, 1991) e Pacheco de 1970. Na Figura 3.12a mostra-se uma trajetória no plano de tensão efetiva média p contra o índice de vazios e , dividida em duas partes: a primeira parte da curva mostra um comportamento sobre-adensado, o qual corresponde ao intervalo elástico do material. Segundo a mecânica dos solos clássica (Whitlow, 1994; Helwany, 2007) isto corresponde a uma tensão de pré-adensamento que tem um valor $p_c = 65$ kPa, como mostra a Figura 3.12b. A segunda parte é a troca da inclinação da curva que corresponde à parte onde o solo está normalmente adensado e apresenta um comportamento elasto-plástico. Nos Anexos II.4a e II.4b, apresenta-se a variação da tensão efetiva média com o tempo e a variação volumétrica no tempo.

$$W_{tra} = \int p_v d\varepsilon_v = \sum (p_v \cdot d\varepsilon_v) \quad (3.19)$$

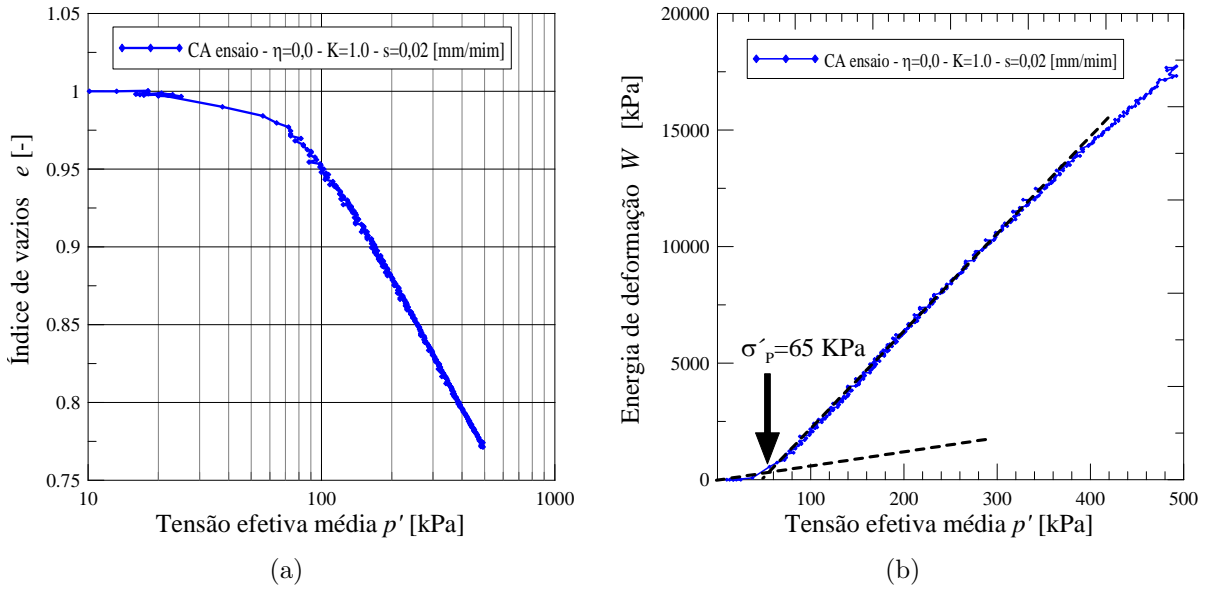


Figura 3.12: Ensaio de compressão com $\eta = 0,0$

Posteriormente, realizou-se um ensaio de adensamento triaxial com uma relação de tensões $\eta = q/p = 0,3$ e um relaxamento (troca de tensão efetiva média sem trocas do volume) de um dia e meio. Este ensaio está apresentado nas Figuras 3.13a e 3.13b. A trajetória de tensões e o ponto da tensão de pré-adensamento é mostrada na Figura 3.11. O cálculo da tensão de pré-adensamento encontra-se no Anexo II.5a. Na Figura 3.13b, relacionando a tensão efetiva média e o tempo, vê-se o ponto onde começa a relaxação, o qual mostra um decremento da tensão efetiva média até um ponto no tempo onde a curva toma um valor assintótico. Disto, obtém-se que depois deste tempo não há decrescimento da tensão efetiva média no tempo e se assemelha a uma curva exponencial. Depois do

relaxamento prossegue-se o adensamento até uma tensão efetiva média $p = 535$ kPa, a partir do qual inicia-se um descarregamento até $p = 5$ kPa e volta-se a carregar até uma tensão efetiva média de $p = 580$ kPa, como é apresentado na Figura 3.13a.

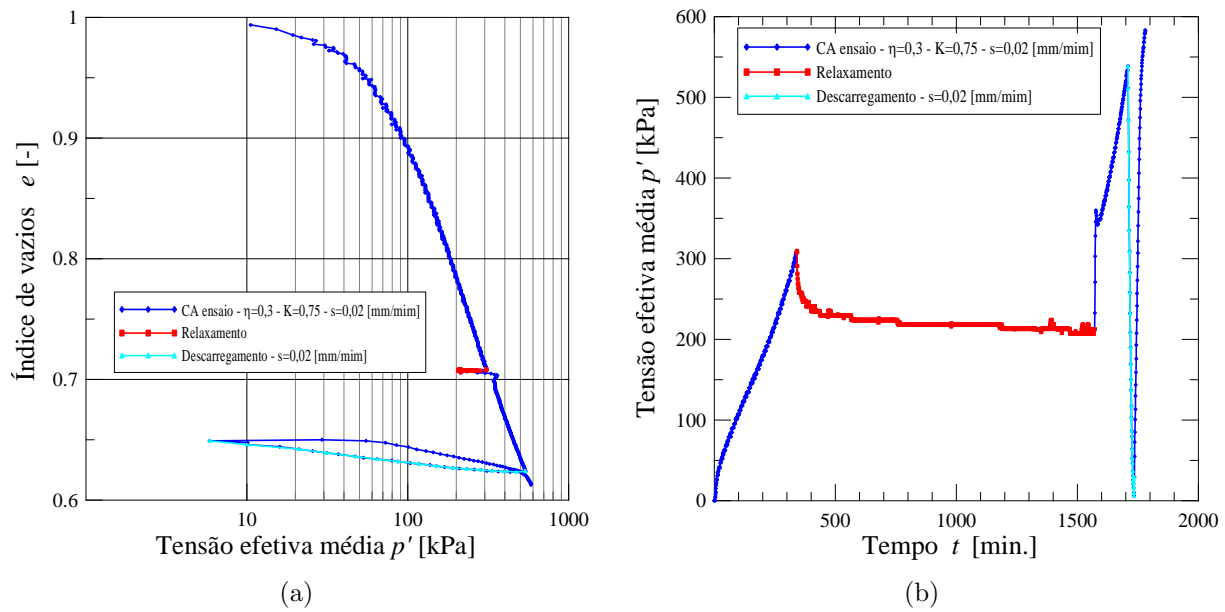


Figura 3.13: Ensaio de compressão com $\eta = 0,3$

O terceiro ensaio foi realizado com uma relação de tensões $\eta = q/p = 0,5$ e com troca de velocidades. A trajetória de tensões e o ponto da tensão de pré-adensamento estão apresentados na Figura 3.11. As trocas de velocidades são apresentadas ao plotar a tensão efetiva média e o índice de vazios (Figura 3.14a), iniciando-se a uma velocidade de deformação vertical igual a $\dot{s} = 0.01 \frac{mm}{min}$, a qual é incrementada ao longo do tempo por uma velocidade igual a $\dot{s} = 0.001 \frac{mm}{min}$, a fim de obter uma relação de velocidades igual a dez. Deste ensaio, observa-se uma troca entre a linha de adensamento do material com outra linha paralela para esta velocidade, o que concorda com o trabalho apresentado por Tatsuoka et al. (2000), no qual o nome dado a estas linhas é de *isótacas*. Do mesmo ensaio plotou-se a saída d'água e o tempo na Figura 3.14b, observando que a saída d'água é linear com o tempo e as variações de inclinação da curva dependem da velocidade, com isto pode-se dizer que $\Delta Vol. = f(vel)$ para pequenas deformações. No Anexo II.6 são apresentadas figuras complementares da energia de deformação, tensão efetiva média e da tensão efetiva média com o tempo.

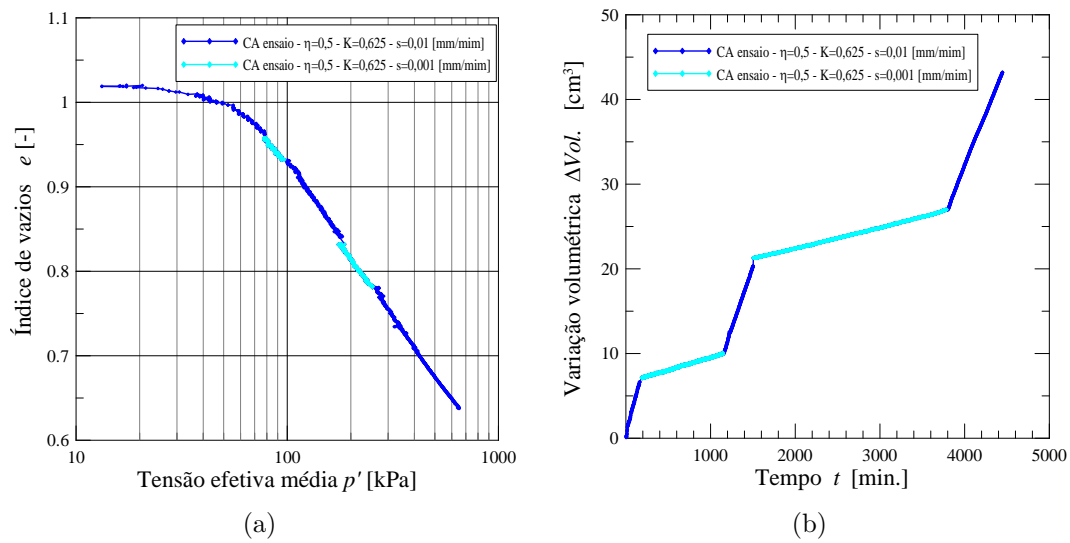


Figura 3.14: Ensaio de compressão com $\eta = 0,5$

No último ensaio, realizou-se um adensamento com uma relação de tensões $\eta = q/p = 0,5$ até uma tensão efetiva média máxima p igual a 140 kPa e uma velocidade de deslocamento vertical constante de $\dot{s} = 0,02 \frac{mm}{min}$. Depois efetuou-se um descarregamento até atingir a condição isotrópica, e novamente continuar o adensamento com uma relação de tensões de $\eta = 0,0$ até uma tensão efetiva média máxima p igual a 590 kPa, com a mesma velocidade, como é mostrado na Figura 3.11. Na Figura 3.15a, tensão efetiva média e índice de vazios, apresenta-se a troca da tensão de pré-adensamento depois do descarregamento, que foi calculado com a energia de deformação, como é mostrado na Figura 3.15b. Destas Figuras observa-se que depois da troca de trajetória de tensões o solo volta à mesma linha de adensamento, o que significa que a trajetória de tensões não tem influência na inclinação da curva de adensamento no ramo normalmente consolidado do solo.

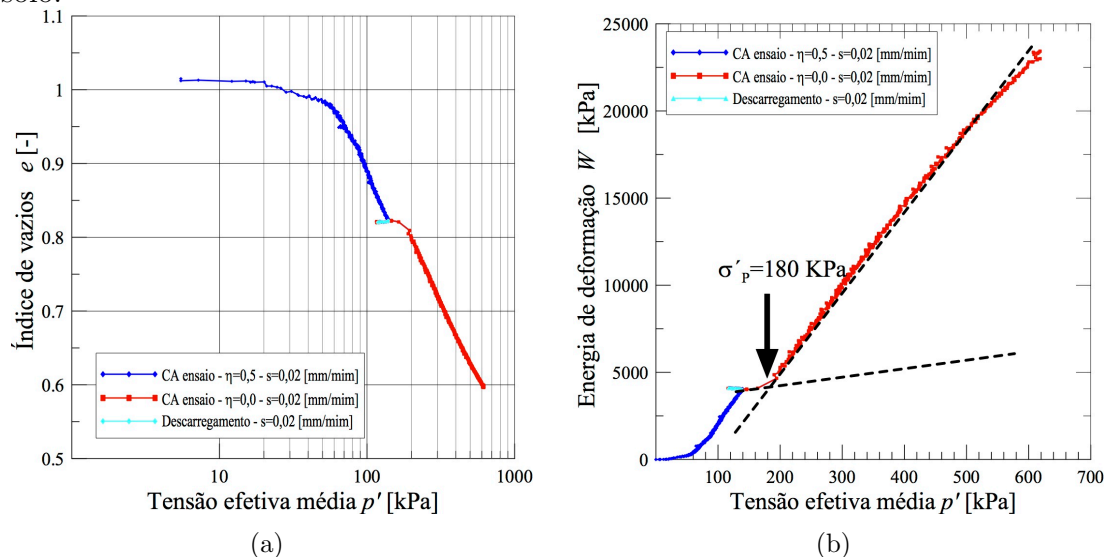


Figura 3.15: Ensaio de compressão com $\eta = 0,5 - 0,0$

Na Tabela 3.4 mostram-se todas as informações resumidas sobre a trajetória de tensões, o índice de vazios inicial, a tensão efetiva média máxima do ensaio, a tensão desviadora máxima, a característica do ensaio, as datas de realização dos ensaios e o local da realização dos ensaios laboratoriais.

Tabela 3.4: Resumo dos ensaios de adensamento triaxial realizados no campo experimental

Ensaio	η (-)	K (-)	e_0	p_{Max} (kPa)	q_{Max} (kPa)	Característica (-)	Data (-)
Isotrópico ¹	0,0	1,0	1,0	500	0	–	04/8/11
Anisotrópico ¹	0,3	0,75	0,98	580	174	Relaxamento	25/8/11
Anisotrópico ¹	0,5	0,625	1,02	650	325	Troca de velocidade	6/9/11
Anisotrópicos ¹	0,5 – 0,0	0,625 – 1,0	1,04	590	80	Troca de relação de tensões	13/9/11

¹ Feito na Universidade dos Andes

3.3.2.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO TRIAXIAL CONVENCIONAL

Realizaram-se seis ensaios triaxiais sob condições drenada e não drenada (Figura 3.16). Com estes ensaios se obtém o comportamento do solo em condições de cisalhamento e o parâmetro do estado crítico e da rigidez do solo.

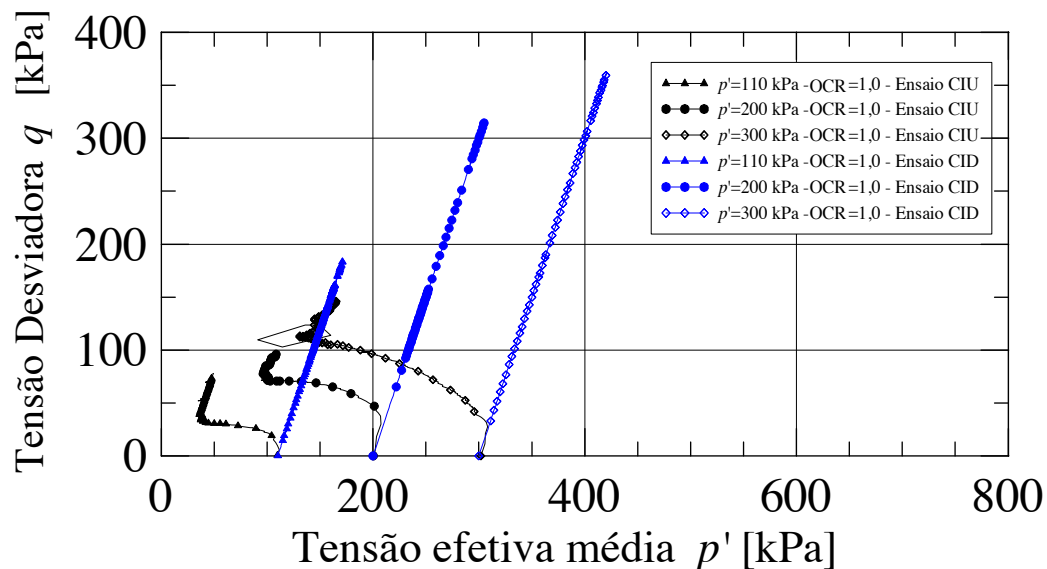


Figura 3.16: Trajetórias de cisalhamento nos ensaios triaxiais

Primeiro, realizaram-se três ensaios adensados isotropicamente a pressões confinantes iguais a 110, 200 e 300 kPa. Posteriormente, gerou-se uma tensão desviadora de forma não drenada (CIU), a uma velocidade de deslocamento vertical $\dot{s} = 0.05 \frac{mm}{min}$. Estas

trajetórias são plotadas na Figura 3.16. Desta figura, observa-se uma maior tensão desviadora de pico com o aumento da tensão confinante. Ademais, a Figura 3.17a mostra que a tensão desviadora é maior com a pressão confinante para uma deformação axial unitária determinada. De forma análoga ocorre na Figura 3.17b com um maior excesso de poropressão devido ao aumento da pressão confinante, o que é um comportamento típico na mecânica de solo (Whitlow, 1994; Helwany, 2007). Por outro lado, na Figura 3.16 têm-se que duas das três trajetórias de tensões atendem à mesma linha do estado crítico, e o ensaio com uma pressão de 110 kPa atende a outra linha do estado crítico. Outro fator dos ensaios é o fato das trajetórias atenderem a linha do estado crítico e continuarem na linha seguindo a linha do estado crítico, o que leva o solo a ganhar resistência com a deformação unitária, como se mostra na Figura 3.17a. A condição anterior não é um comportamento comum às argilas como demonstrado no trabalho de Roscoe et al. (1963), onde se observa que as trajetórias de tensões chegam até a linha do estado crítico. Do trabalho realizado por Roscoe et al. (1963) baseia-se a maioria dos modelos constitutivos para argilas.

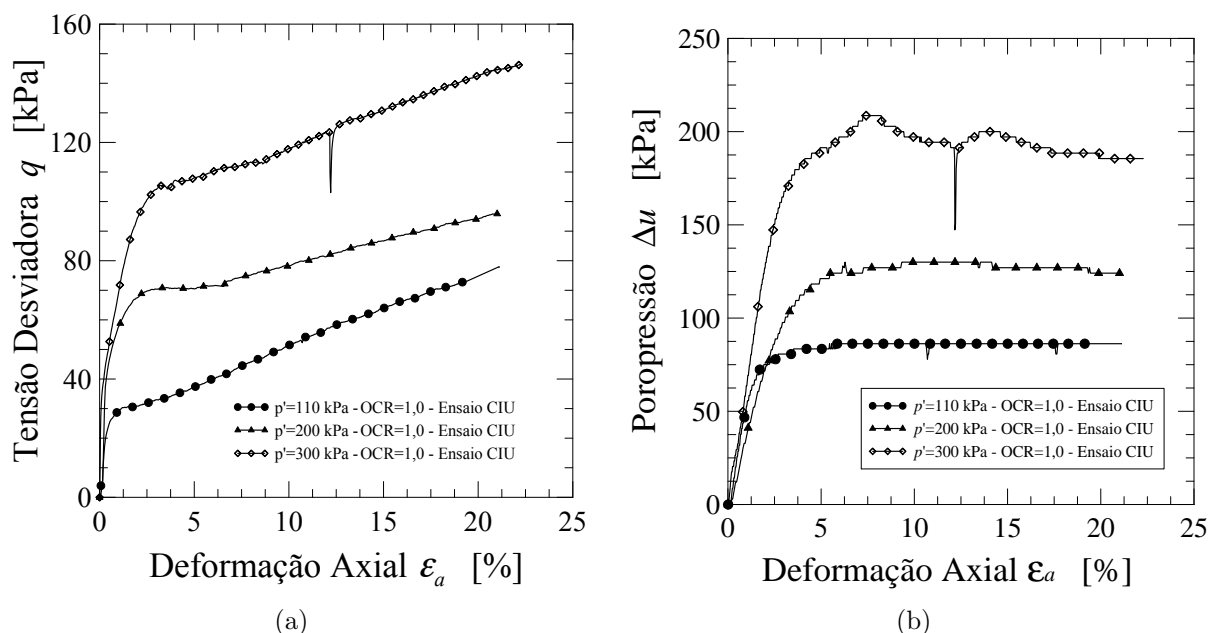


Figura 3.17: Ensaio triaxial não drenado

Realizaram-se outros três ensaios adensados às tensões efetivas de 110, 200 e 300 kPa, mas gerando uma tensão desviadora em condições drenadas (ensaio CID) com a variação da velocidade de deslocamento vertical para se observar os efeitos viscosos que possam ter o solo testado. O primeiro ensaio foi adensado a uma tensão confinante igual

a 110 kPa, a qual supera a tensão de pré-adensamento, como é mostrado na Figura 3.12. Posteriormente ao adensamento, iniciou-se um cisalhamento a uma velocidade de deslocamento vertical igual a $\dot{s} = 0.03 \frac{mm}{min}$, a qual é incrementada ao longo do tempo por uma velocidade igual a $\dot{s} = 0.003 \frac{mm}{min}$. O segundo ensaio foi realizado do mesmo modo, mas com uma pressão confinante de 200 kPa. O último ensaio foi realizado com uma pressão confinante de 300 kPa sem troca de velocidades. As trajetórias de tensões são mostradas na Figura 3.16, de onde se observa que estas trajetórias chegam quase à mesma linha do estado crítico. Na Figura 3.18a apresentam-se as trocas de velocidade da deformação axial e da tensão desviadora, evidenciando uma baixa influência da troca de velocidades na trajetória da curva e, portanto, pouco efeito viscoso no solo. Na Figura 3.18b mostra-se a deformação axial e a deformação volumétrica, onde se observa que, quanto maior a pressão de confinante, maior será a deformação volumétrica. Das Figuras 3.16 e 3.18a também se observa que quanto maior a tensão confinante, maior será a tensão desviadora. Analogamente, maior a deformação axial, maior a tensão desviadora até o ponto onde o ensaio atinge o estado crítico.

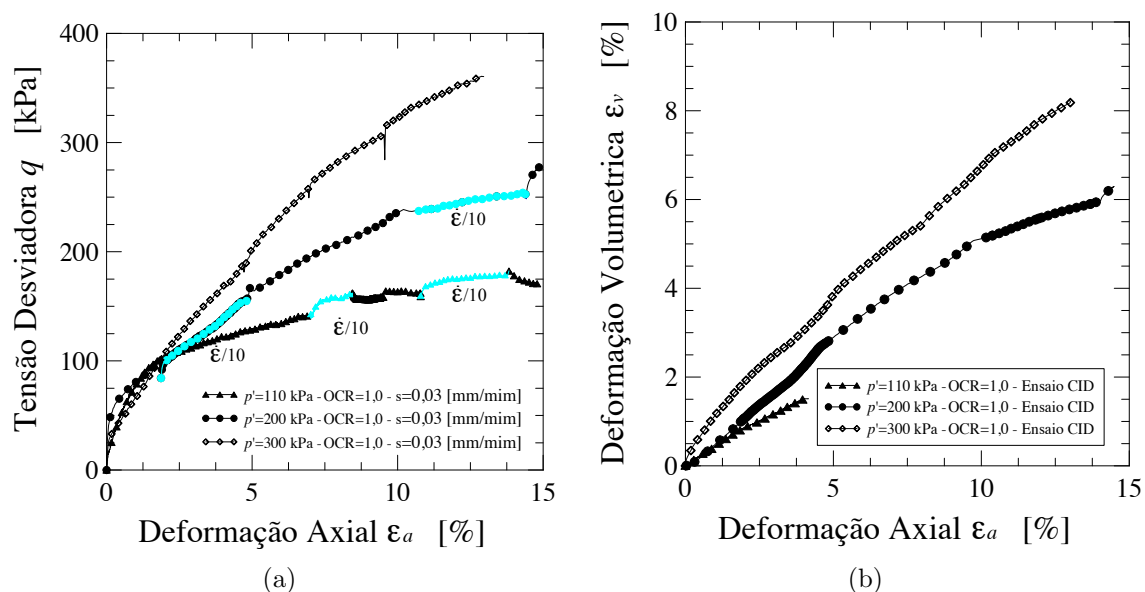


Figura 3.18: Ensaio triaxial drenado

Na Tabela 3.5 mostram-se todas as informações resumidas referentes aos tipos de ensaios realizados, à pressão de confinante, ao índice de vazios inicial, à tensão efetiva média máxima do ensaio, à tensão efetiva média mínima do ensaio, à tensão desviadora máxima, à deformação unitária axial máxima, à característica do ensaio, às datas de realização dos ensaios e às observações na realização dos ensaios laboratoriais.

Tabela 3.5: Resumo dos ensaios de triaxiais realizados no bloco de solo do campo experimental

Ensaio	p_{Conf} (kPa)	p_{Max} (kPa)	p_{Min} (kPa)	q_{Max} (kPa)	ϵ_{Max} (%)	Característica (-)	Data (-)	Observações (-)
CIU ²	110	110	38	83	23		24/6/11	
CIU ²	200	200	95	94	22		1/7/11	
CIU ²	300	300	145	148	22		14/7/11	Queda luz
CID ¹	110	182	110	188	15	Troca de velocidade	4/10/11	Dano na leitura do volume
CID ¹	200	284	200	280	15	Troca de velocidade	19/10/11	
CID ¹	300	430	300	370	12,5		1/11/11	

¹ Realizado na Universidade dos Andes

² Realizado na Universidade de Brasília

3.4 PARÂMETROS OBTIDOS PARA O SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL

Um dos objetivos deste capítulo é a obtenção de parâmetros aproximados do perfil do solo encontrado no campo experimental (Figura 3.9), a serem utilizados posteriormente nos modelos de elementos finitos desenvolvidos nesta pesquisa. Estes parâmetros foram obtidos através de ensaios de campo e testes laboratoriais apresentados neste capítulo e complementados com dados do Campo Experimental da UnB, que possui a mesma estrutura geológica e geotécnica do Campo experimental, conforme descrito na revisão bibliográfica presente na seção 2.1.

Agrupou-se na Tabela 3.6 os parâmetros que são necessários para a utilização do modelo constitutivo Mohr Coulomb, onde são mostrados: o valor médio do parâmetro, o intervalo de variações deste e a fonte de obtenção dos dados. Destaca-se que a obtenção destes parâmetros já foi explicada na seção 2.6.1.6. Na Figura 3.19, realizaram-se comparações dos parâmetros que constam na tabela 3.6 com os ensaios triaxiais. Os parâmetros comparados são o ângulo de atrito e o módulo de elasticidade. Destes, observou-se um comportamento similar do módulo de elasticidade até 5 m de profundidade nos três ensaios (Figuras 3.19a e 3.19c), posteriormente observa-se uma diferença da ordem de duas vezes entre os módulos de elasticidade médio calculados com o ensaio SPT e com o ensaio DMT, como se apresenta na Figura 3.19c. Por outro lado, as estimativas realizadas a partir dos ensaios triaxiais, nas profundidades ensaiadas, apresentam valores médios próximo aos valores estimados a partir do ensaio SPT. Quanto ao ângulo de atrito, foi obtida uma diferença média quase constante de 4 graus entre as estimativas realizadas a partir dos ensaios de SPT e DMT,

até uma profundidade de 7 metros (3.19d). A partir dessa profundidade o ângulo de atrito calculado a partir do ensaio SPT foi maior que o calculado pelo ensaio DMT. Ao ângulo de atrito estimado a partir de ensaios triaxiais apresentou valores intermediários aos valores estimados a partir dos ensaios SPT e DMT (Figura 3.19b).

Tabela 3.6: Parâmetros estimados para os solos do campo experimental (modelo elástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb).

Parâmetro	Símbolo	Valor médio	Intervalo	Origem
Primeira camada		<i>AAMV</i>		
Ângulo de atrito	ϕ (°)	29	26 – 34	Ensaio de campo e triaxial
Módulo de elasticidade	E (MPa)	9	2.3 – 14	Ensaio de campo e triaxial
Coesão	c (kPa)	14	9 – 19 (Araki, 97)	triaxial
Coeficiente de Poisson	μ (–)	0.35	0.38 – 0.33	Ensaio de campo
Segunda camada		<i>SAMM</i>		
Ângulo de atrito	ϕ (°)	35	29 – 41	Ensaio de campo e triaxial
Módulo de elasticidade	E (MPa)	38	7.4 – 96	Ensaio de campo
Coesão	c (kPa)	20	16 – 24 (Perez, 97)	triaxial
Coeficiente de Poisson	μ (–)	0.29	0.27 – 0.33	Ensaio de campo
Terceira camada		<i>SADB</i>		
Ângulo de atrito	ϕ (°)	39	33 – 45	Ensaio de campo e triaxial
Módulo de elasticidade	E (MPa)	60	20 – 120	Ensaio de campo e triaxial
Coesão	c (kPa)	50	40 – 60 (Mota, 03)	triaxial
Coeficiente de Poisson	μ (–)	0.27	0.22 – 0.32	Ensaio de campo
Quarta camada		<i>ASMMO</i>		
Ângulo de atrito	ϕ (°)	35	33 – 40	Ensaio de campo e triaxial
Módulo de elasticidade	E (MPa)	43	19 – 100	Ensaio de campo e triaxial
Coesão	c (kPa)	28	22 – 34 (Mota, 03)	triaxial
Coeficiente de Poisson	μ (–)	0.29	0.26 – 0.31	Ensaio de campo

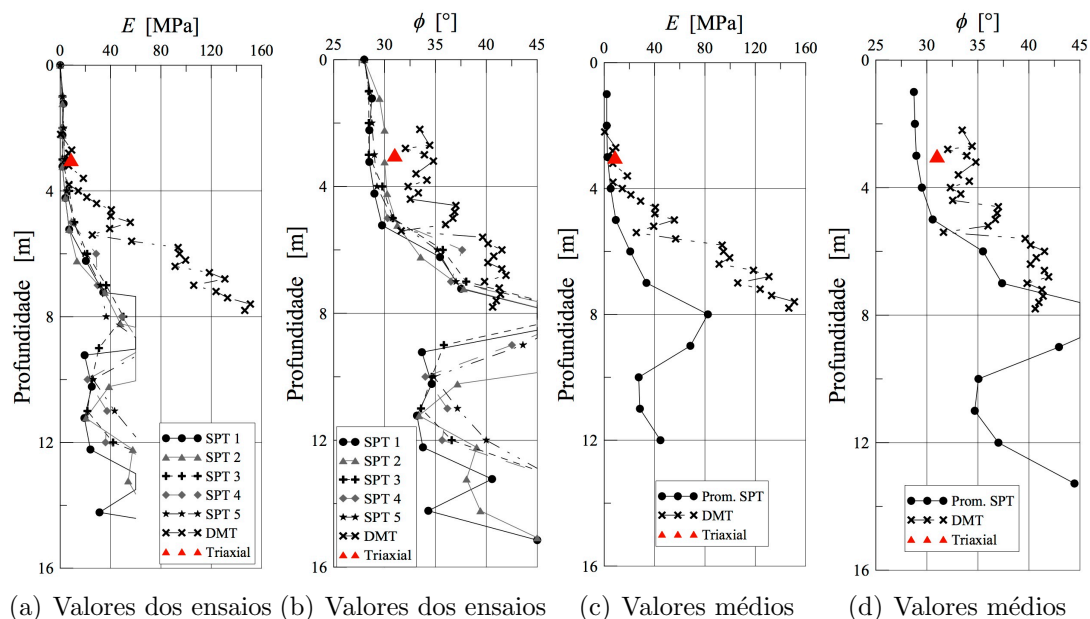


Figura 3.19: Comparação entre as estimativas mencionadas a partir dos ensaios SPT, DMT e ensaios triaxiais

3.5 CONCLUSÕES DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL

Este capítulo mostrou a caracterização realizada no solo do campo experimental por meio de ensaios de laboratório e de campo. Desta caracterização foram obtidas várias características que não são típicas da mecânica de solos clássica. Na sequência apresentam-se algumas considerações paralelas aos objetivos deste trabalho:

Caracterização realizada a partir dos ensaios de campo.

Nas Figuras 3.6 e 3.7, observa-se a argila mole porosa colapsível, típica da cidade de Brasília, nos primeiros 5 metros do campo experimental. Estes resultados estão de acordo com aqueles apresentados nos trabalhos de Araki (1997), Mota (2003) e Cunha et al. (1999), com um módulo de elasticidade menor que 10 MPa, ângulo de atrito médio igual a 32, um coeficiente de empuxo no repouso igual a 0,6, e uma razão de pré-adensamento próxima a 1,0.

Como problema na obtenção dos parâmetros do solo por meio dos ensaios de campo SPT e DMT, foi observada uma diferença de cerca de duas vezes entre os módulos de elasticidade calculados a partir do ensaio SPT (Figura 3.6c) e a partir do ensaio DMT (Figura 3.7e). Tal diferença deve-se ao fato das expressões utilizadas nas estimativas serem aproximadas (Schnaid, 2009). Ademais, são expressões baseadas em outro tipo de solo, que não é o solo do DF. No entanto, houve um cuidado especial para utilizar estas expressões nesta pesquisa aplicada ao solo do DF, observando o que foi realizado nos trabalhos de Guimarães (2002) e Mota (2003).

Caracterização e descrição do solo.

Ensaio de caracterização realizados em solo tropicais apresentam alguns problemas com relação a classificação tátil-visual. Segundo Cozzolino & Nogami (1993) dentre os possíveis problemas está o fato da classificação realizada a partir de ensaios laboratoriais (w_L , I_P , granulometria) conduzirem a uma classificação diferente daquela obtida pela análise tátil-visual. Neste caso, a classificação tátil-visual (ASTM-D2488, 2000) descreve os solos tropicais como pertencentes ao grupo de uma argila de alta compressibilidade (CH), que é comum para argilas lateríticas, enquanto que os ensaios de w_L e I_P descrevem-os como pertencentes ao grupo ML (silte de baixa compressibilidade).

Dessa forma, com base na caracterização realizada e nos trabalhos de Cozzolino & Nogami (1993), Camapum de Carvalho et al. (1993), Guimarães (2002) e Mota (2003), conclui-se que o solo estudado é uma argila. A partir deste resultado, estudaram-se modelos constitutivos para este tipo de solo. Embora, os ensaios triaxiais não drenados realizados nesta pesquisa tenham apresentado um comportamento atípico comparado ao reportado na literatura para argila, como foi apresentado por Whitlow (1994).

Ensaio laboratoriais

Baseando-se nos ensaios de adensamento e triaxiais realizados, pode-se concluir que a argila porosa do DF é pouco influenciada pela variação da velocidade no ensaio. Nas Figuras 3.14 e 3.18 encontram-se isotacas (linhas tensão e deformação com a mudança de velocidade) em conformidade com os trabalhos de Tatsuoka et al. (2000) e Sorensen & Baudet (2007), as quais aumentam ou diminuem a resistência do solo com a troca da velocidade de deformação do solo. Realizou-se o cálculo da percentagem de aumento ou diminuição da carga com a troca de velocidade a uma relação de dez e obteve-se uma percentagem de 3%. Leinenkugel (1976) relacionou a influência da velocidade na resistência do solo através da viscosidade, como é mostrado na Equação 3.20. A partir desta equação, calculou-se o índice de viscosidade $I_{\nu\alpha} = 0.0135$, que apresentou um valor baixo, conforme é mostrado na Figura 3.20, a qual foi obtida por Krieg (2000) e relaciona experimentalmente o $I_{\nu\alpha}$ com o limite de liquidez w_L no solo.

$$Re_{\nu} = Re_{\nu\alpha} \left[1 + I_{\nu\alpha} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\alpha}} \right] \quad (3.20)$$

Re_{ν} : Resistência atual

$Re_{\nu\alpha}$: Resistência de referência

$I_{\nu\alpha}$: índice de viscosidade

$\dot{\epsilon}_{\alpha}$: Velocidade de referência

$\dot{\epsilon}$: Velocidade de deformação unitária atual

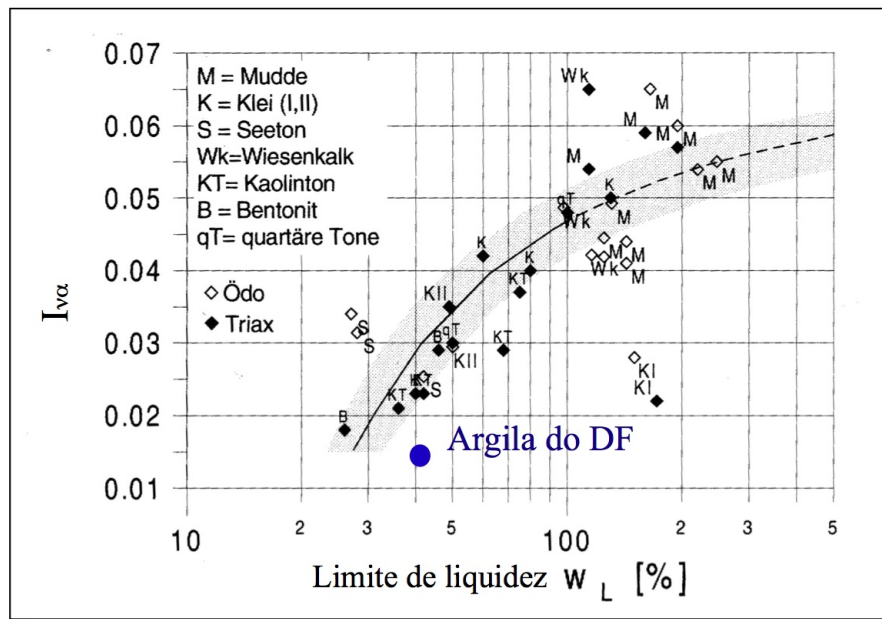


Figura 3.20: Limite de liquidez versus índice de viscosidade (Krieg, 2000)

Como conclusão, pode-se utilizar um modelo constitutivo que não considera a influência da velocidade ou da viscosidade do solo, pois isso não geraria erro significativo na previsão das tensões e deformações da argila porosa do DF. Por conseguinte, delimitam-se os modelos constitutivos estudados neste trabalho.

Capítulo 4

PROVAS DE CARGA

Este capítulo mostra o procedimento realizado para se avaliar o comportamento mecânico da estaca *Alluvial Anker*. Para conseguir isto, foi utilizado um campo experimental, onde se realizou provas de carga em grupos de estacas do tipo *Alluvial Anker*, com grupos de um até seis estacas. Destas provas obtêm-se as curvas carga-deformação para cada grupo de estacas. A partir das curvas, foram calculadas as cargas de trabalho para cada um dos grupos de estacas. A seguir são apresentados os tópicos considerados para a avaliação do comportamento mecânico da estaca *Alluvial Anker* no solo do DF.

4.1 CAMPO EXPERIMENTAL

Construiu-se um campo experimental nos arredores da cidade de Brasília, como já foi mostrado na seção 3.1. Na construção deste campo, executaram-se 27 estacas de diâmetro nominal de 17 cm com comprimento de 12 m (estacas de reação) e 23 estacas com um diâmetro nominal de 13 cm e um comprimento de 8 m (estacas testadas nas provas de carga). Durante a construção das estacas tomaram-se os tempos da perfuração, enchimento com a calda de cimento e o tempo total na realização da estaca, como é mostrado nas Figuras 4.1a, 4.1b e 4.1c. Isto foi realizado para observar o rendimento na execução deste tipo de estaca. Posteriormente, executaram-se os blocos de concreto para cada grupo de estacas com alturas superiores a $4/3$ do espaçamento entre as estacas, para assegurar que o bloco tivesse o comportamento infinitamente rígido (Fratelli, 1993) e não ter efeitos de deflexões entre o bloco e o solo. As demais dimensões dos blocos são mostradas na Figura 4.2 que mostra o campo experimental, com a distribuição dos grupos de estacas e a localização das estacas de reação necessárias para a realização das provas de carga.

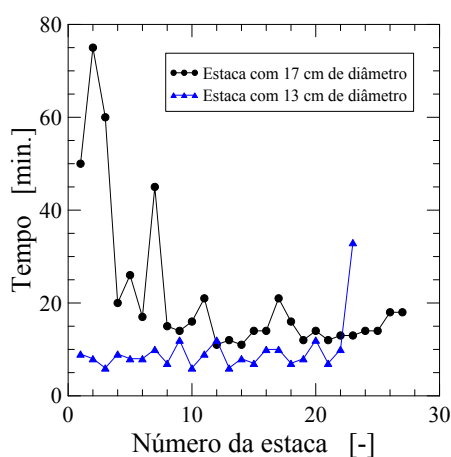
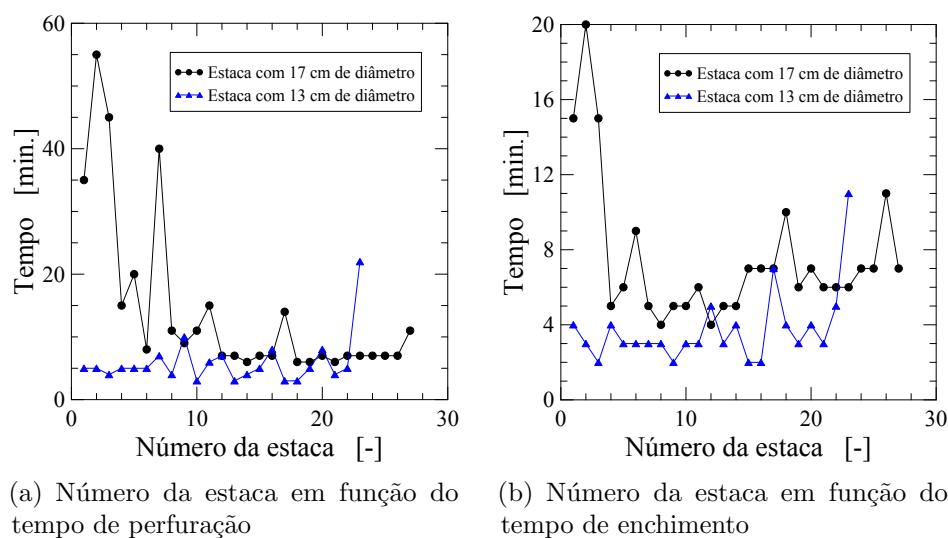


Figura 4.1: Tempos utilizados na construção das estacas *Alluvial Anker*

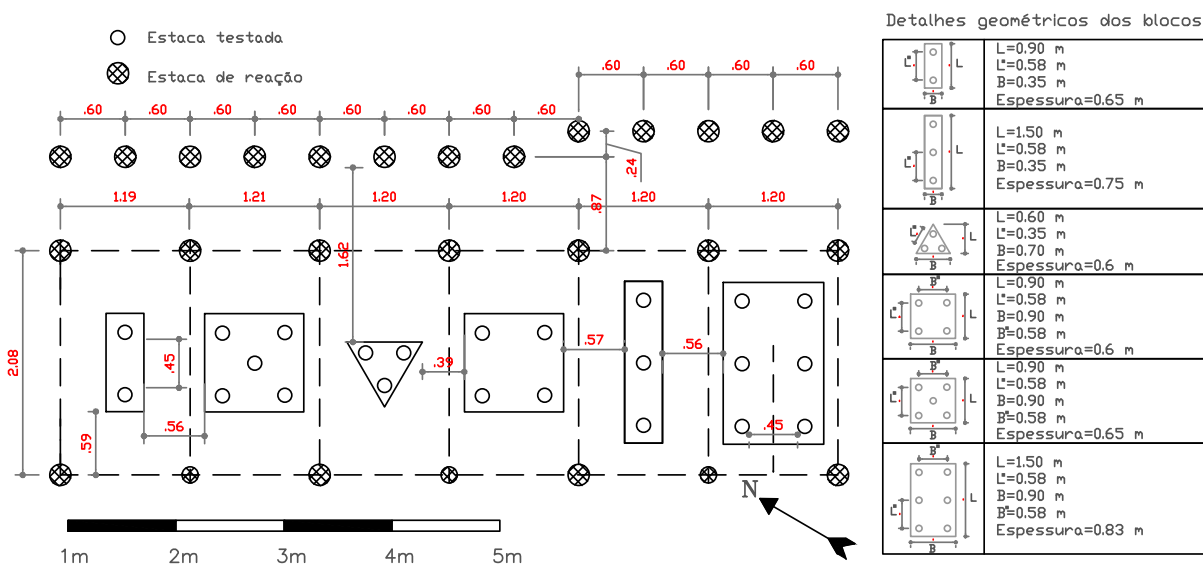
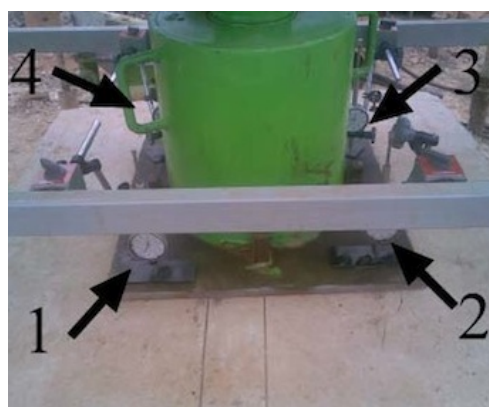


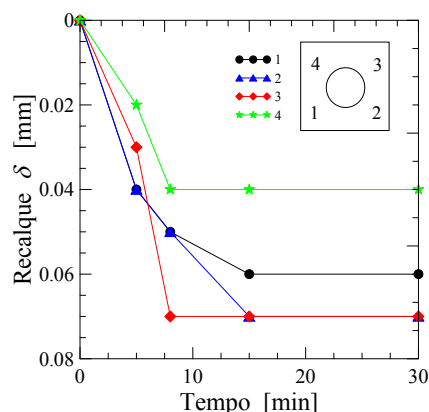
Figura 4.2: Localização dos grupos de estacas e dimensões dos blocos no campo experimental

4.2 PROCEDIMENTO DAS PROVAS DE CARGA PELA NBR 12131 (2006)

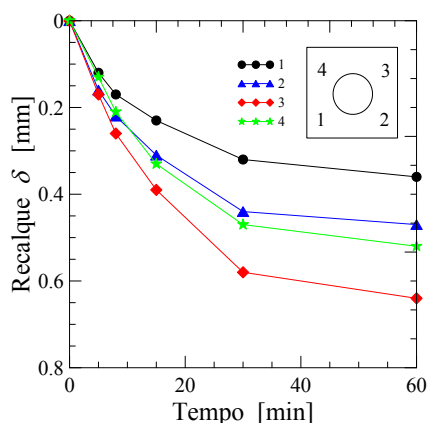
Para a validação do comportamento das estacas *Alluvial Anker*, foram realizadas provas de carga com base na norma Brasileira ABNT-12131 (2006) (prova de carga estática e procedimento de carregamento lento), com os seguintes aspectos: entre a instalação das estacas e a prova de carga deve ter um prazo mínimo de dez dias; incrementos iguais de carga não superiores a 20% da carga de trabalho da estaca; carga estabilizada por no mínimo 30 min, com leituras de recalque a 2, 4, 8, 15 e 30 min; e repetição do processo com intervalos de 30 minutos até que as leituras de recalque ficassem estáveis. O termino do estagio foi estabelecido, quando a diferença entre o recalque do tempo t e $t/2$ foi inferior a 5%. Na Figura 4.3, mostram-se alguns incrementos durante a prova de carga realizada para um grupo de seis estacas, conforme a metodologia relatada anteriormente, ilustrando a estabilização dos recalques no tempo.



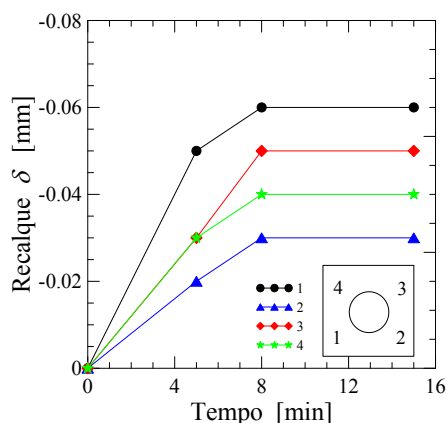
(a) Localização de extensômetros



(b) Leitura dos extensômetros no incremento de 588,6 kN



(c) Leitura dos extensômetros no incremento de 1765,8 kN



(d) Leitura dos extensômetros no decremento de 784,8 kN

Figura 4.3: Leituras de extensômetros na prova de carga no grupo de seis estacas

4.3 CONCEPÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Para a realização das provas de carga, construíram-se estacas de diâmetro de 13 cm e comprimento de 8 m para serem usadas em grupos de até seis estacas coroadas por meio de um bloco de concreto. Ademais, para a realização das provas de carga foram utilizadas de 2 a 4 estacas de reação dependendo do número de estacas no grupo (1, 2, 3, 4, 5 ou 6). As características das estacas de reação foram de diâmetro de 17 cm e comprimento de 12 m, sendo calculadas para resistir a uma carga máxima de 2500 kN. As estacas de reação localizam-se a uma distância maior que três vezes o diâmetro das estacas, para evitar a interferência das tensões entre este grupo e as estacas de reação (Poulos & Davis, 1980). Estas por sua vez foram conectadas por vigas de aço colocadas em cruz, servindo como reação ao macaco hidráulico que exercia força sobre o grupo, como mostrado nas Figuras 4.4 e 4.5.

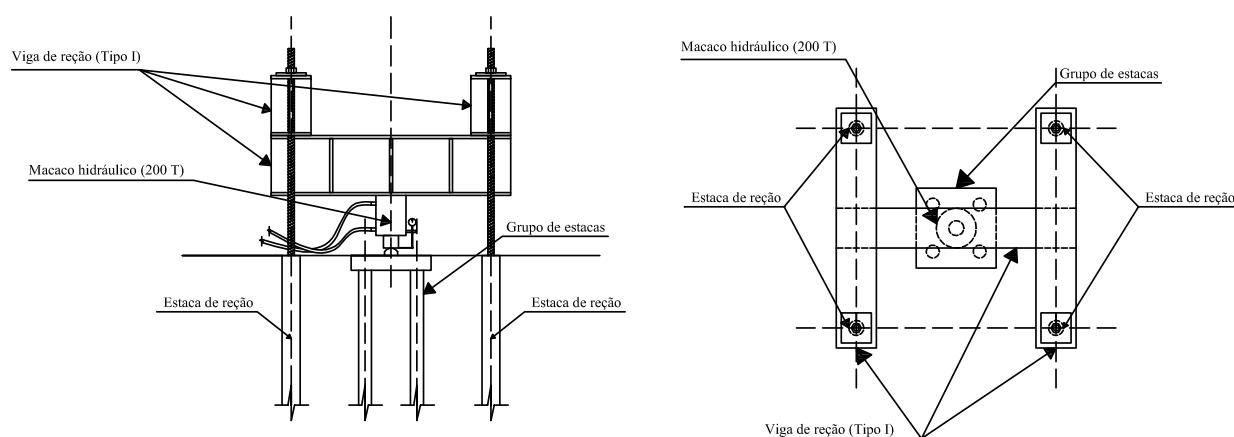


Figura 4.4: Esquema de concepção de prova de carga vertical



(a) Prova de carga no grupo de cinco estacas



(b) Prova de carga em uma estaca

Figura 4.5: Fotos das provas de carga vertical

4.4 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA

Para a realização das provas de carga usou-se de um macaco hidráulico de 2000 kN (Figura 4.6 a), para aplicação do carregamento. A medição da carga foi realizada com uma célula de carga de 1000 kN com sensibilidade de 1 kN (Figura 4.6c). Para medir o recalque do grupo de estacas colocaram-se quatro extensômetros (Figura 4.6a) na placa de base do macaco hidráulico. Esta placa também serviu para verificar efeitos de excentricidade com as medições dos extensômetros. Em seguida foram instalados quatro extensômetros nas estacas de reação (Figura 4.6b), para monitorar a movimentação deste e a excentricidade das cargas nas estacas de reação. A Figura 4.6d apresenta o esquema completo da realização das provas de carga verticais.



(a) Macaco hidráulico e extensômetros na placa de base



(b) Extensômetro em uma estaca de reação



(c) Célula de carga em prova de carga horizontal



(d) Esquema geral de prova de carga vertical

Figura 4.6: Equipamentos utilizados nas provas de carga

4.5 RESULTADOS

Realizaram-se doze provas de carga verticais e seis provas de carga horizontais para grupos de estacas de 6, 5, 4, 3, 2, e 1 estaca, distribuídas conforme se mostra na Figura 4.2. A carga máxima aplicada para as provas de carga verticais foi de 1800 kN. Cada ensaio foi realizado em duas etapas:

- Colocação de oito incrementos de carga com uma força de 196,2 kN no grupo de estacas até 1765,8 kN. As leituras finais de recalque foram feitas após a estabilização do carregamento, conforme descrito na seção 4.2.
- Descarga por meio de quatro estagios de 392,4 kN até a descarga total no bloco testado. Após cada estagio de descarga, as medidas nos extensômetros foram lidas até no mínimo 15 min.

Além disso, as provas de carga verticais foram executadas com suporte da placa (Radier Estaqueado), e posteriormente foi executada uma escavação de 8 a 10 centímetros por baixo do bloco para obter a curva carga recalque sem suporte da placa do bloco sobre o solo (grupo convencional de estacas), como é mostrado na Figura 4.7. Os resultados das provas mostram um aumento da carga para um mesmo recalque com o suporte da placa do bloco, isto pode ser observado na Figura 4.8, a qual mostra as curvas carga recalque com e sem suporte da placa no solo.

As provas de carga horizontais foram feitas apenas até a etapa de carregamento, com uma carga máxima de 250 kN. Estes resultados não serão utilizados nesta pesquisa já que os mesmos estão sendo empregados em outra pesquisa de mestrado do Grupo de Pesquisas em Fundações, Ensaio de Campo e Estruturas de Contenção - GPFees. Embora, os resultados das provas de carga estão apresentados no Anexo VI.



(a) Prova de carga com suporte da placa (b) Prova de carga sem suporte da placa

Figura 4.7: Tipos de provas de carga realizadas

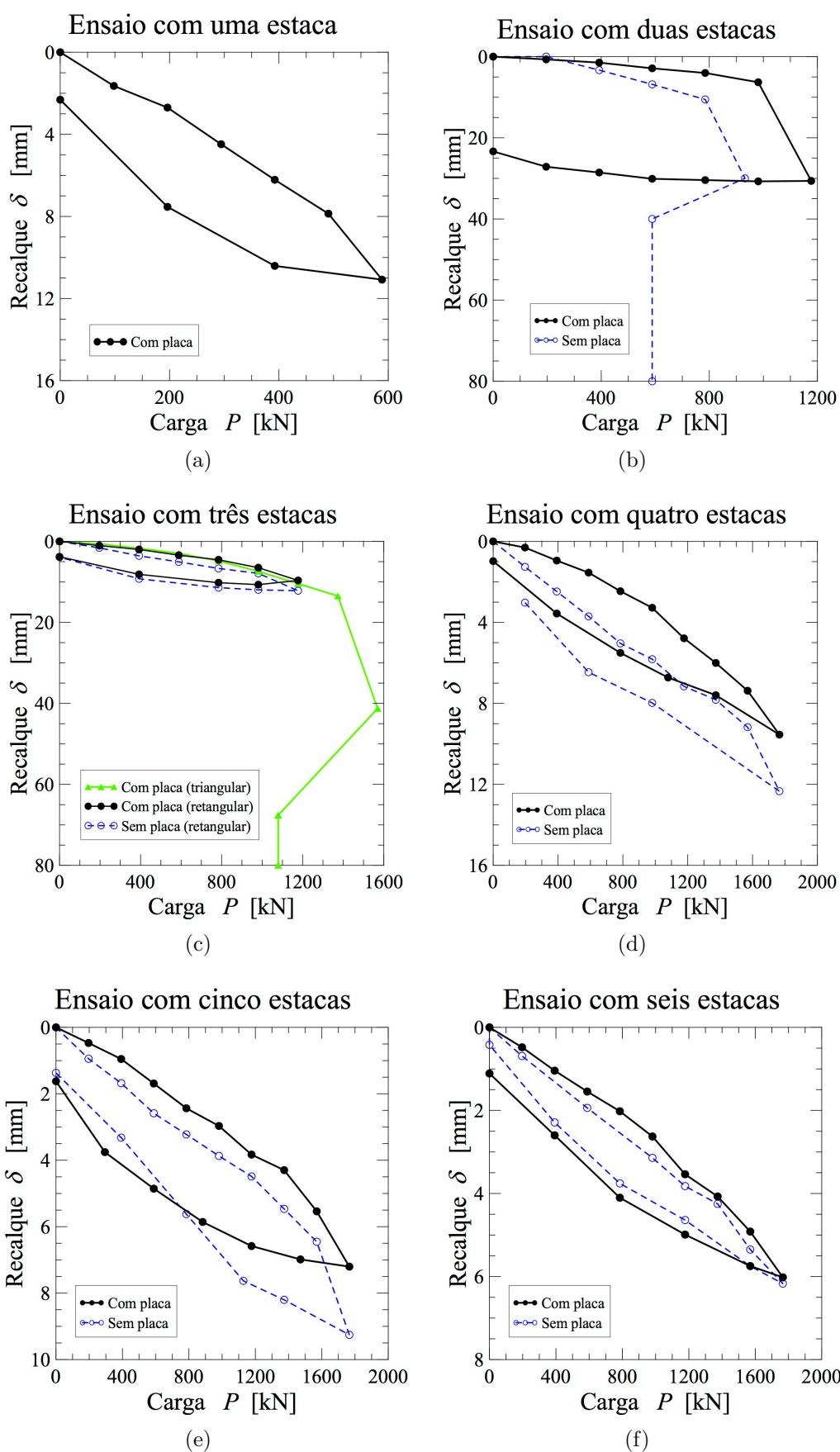


Figura 4.8: Resultados de provas de carga com (Radier Estaquado) e sem (grupo convencional de estacas) aporte da placa do bloco

4.6 ESTIMATIVA DE CARGA ÚLTIMA EM PROVAS DE CARGA

Na estimativa da carga última (P_{ult}) usou-se de dois métodos: a norma brasileira ABNT-6122 (2010) e o método de Van der Veen proposto em 1953. Os resultados obtidos da carga última com estes métodos são apresentados a seguir.

O método da norma brasileira ABNT-6122 (2010) foi mostrado na seção 2.3, o qual é calculado pela Equação 2.1 que é função do comprimento, diâmetro da estaca, módulo de elasticidade e da carga. O diâmetro usado para os cálculos da carga última é de 17 cm, que foi obtido da exumação realizada dos grupos de estacas depois das provas de carga. Na Figura 4.9 apresenta-se uma parte do registro fotográfico realizando na exumação das estacas. No módulo de elasticidade usou-se os valores reportados no trabalho de Pando et al. (2002) para seções compostas de tubo de aço com concreto. As provas de carga realizadas nos grupos de 4, 5 e 6 estacas não chegaram à carga última. Dessa forma, foram realizadas extrapolações pelo método de Van der Veen proposto em 1953. O método sugere uma curva exponencial que relaciona a carga P com a carga última P_{ult} por meio da função exponencial $e^{-\tilde{a}\delta+\beta}$, onde \tilde{a} é um coeficiente de curvatura, β é o fator de deslocamento da curva proposto por Aoki em 1976 e δ é o recalque, como mostra a Equação 4.1 para idealizar a curva carga recalque. Na Figura 4.10 apresenta-se um exemplo de extrapolação da curva carga recalque para o grupo de cinco estacas, e as demais curvas de extrapolação são mostradas no Anexo III. Por último, na Figura 4.11, mostram-se as cargas últimas obtidas nos grupos de estacas com e sem suporte da placa.

$$P = P_{ult}(1 - e^{-\tilde{a}\delta+\beta}) \quad (4.1)$$

O método de Van der Veen (1953), como já foi descrito anteriormente, assume um comportamento da curva tipo exponencial, e quando a curva chega ao ponto onde vira assintótica, atinge-se o valor da carga última P_{ult} . Mas para se obter a carga última P_{ult} arbitram-se diversos valores de carga última, até que os valores de $\ln\left(1 - \frac{P}{P_{ult}}\right)$ contra o recalque gerem uma reta, como é mostrado na Figura 4.12 para um grupo de três estacas. As Figuras para a obtenção das outras cargas últimas por este método estão no Anexo III, e os resultados resumidos na Tabela 4.1.

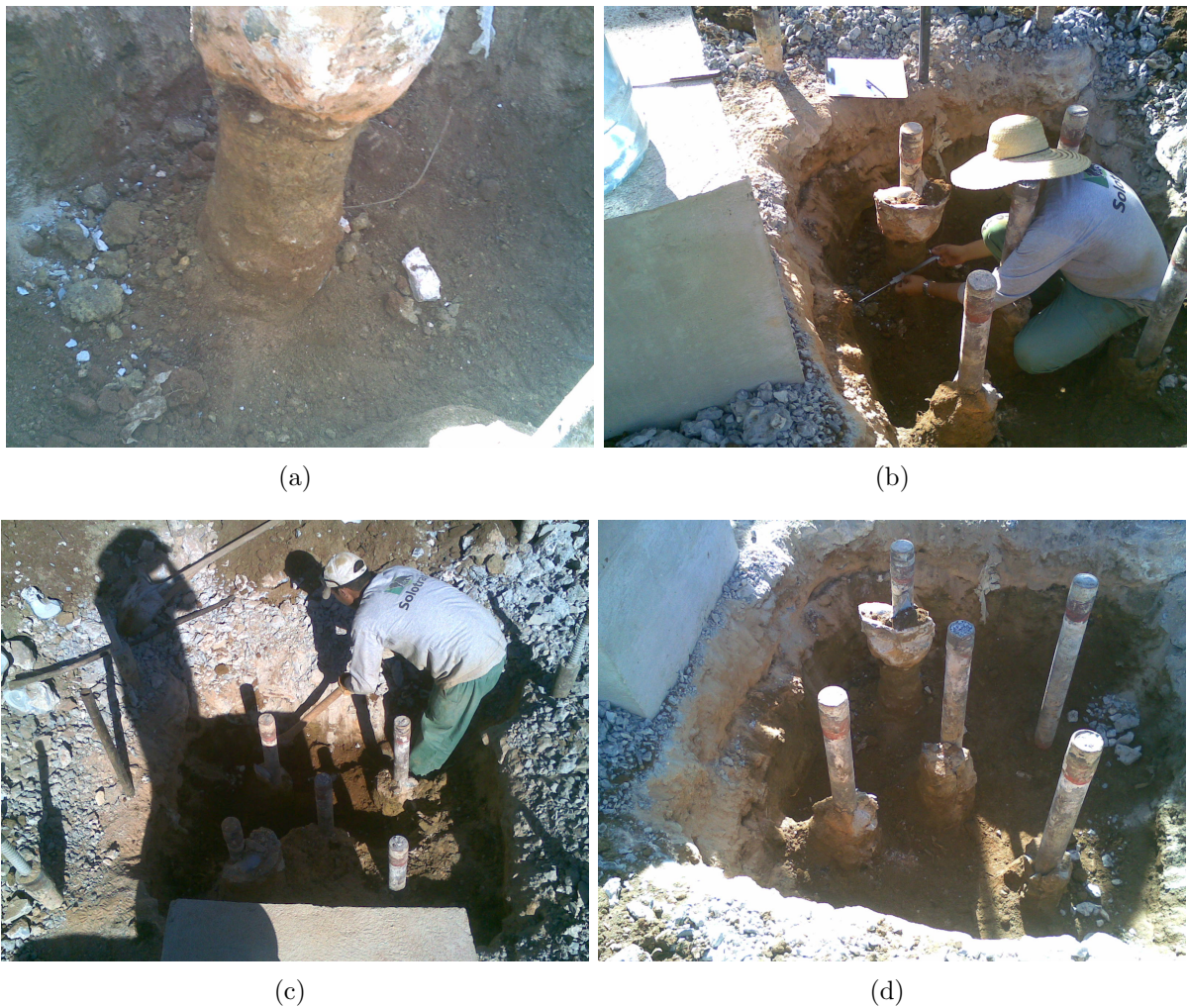


Figura 4.9: Registro fotográfico de exumação no grupo cinco de estacas

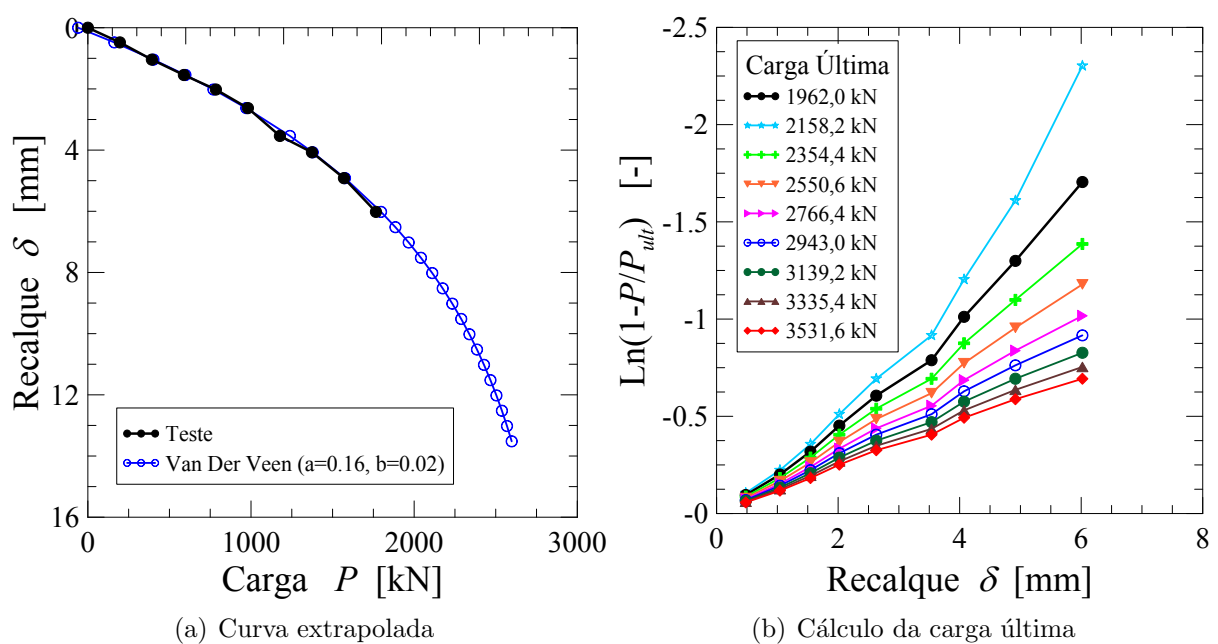


Figura 4.10: Extrapolação da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de seis estacas com suporte da placa

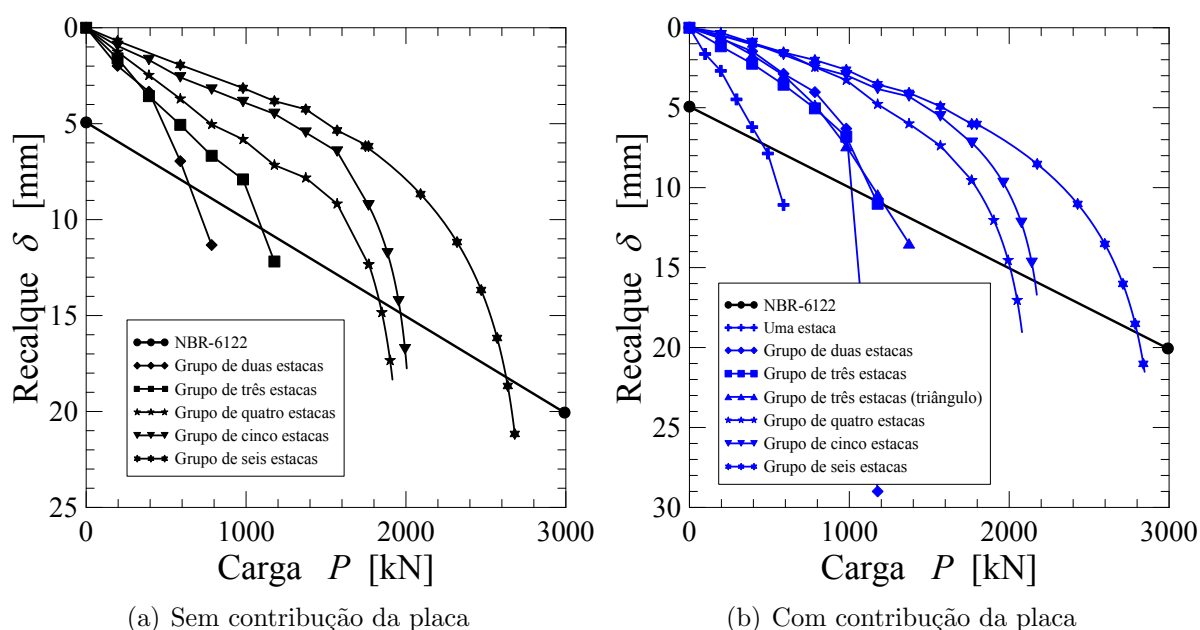


Figura 4.11: Análise dos resultados das provas de carga

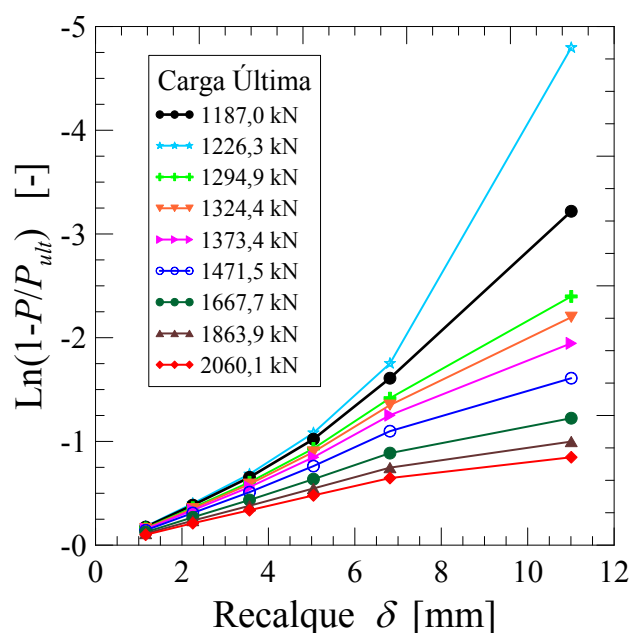


Figura 4.12: Cálculo da carga última pelo método de Van der Veen no grupo de três estacas com suporte da placa

Além da carga última na Tabela 4.1 são mostrados os valores de P_{ult} pelo critério da carga última da norma ABNT-6122 (2010) (δ_{ult}), além da carga máxima ao final da prova de carga (P_{max}), o recalque máximo obtido na prova de carga (δ_{max}), a carga de trabalho da estaca pelo método de Van Der Veen, para um fator segurança de dois (P_{trab}), e finalmente as observações das provas realizadas.

Tabela 4.1: Resumo de resultados das provas de carga verticais no campo experimental

Prova de carga em	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{ult}^1 (kN)	P_{ult}^2 (kN)	δ_{ult}^2 (mm)	P_{trab}^1 (kN)	P_{trab}^2 (kN)	Data (-)	Observações (-)
1 Estaca	600	11,07	392	480	6,8	196	240	22/12/10	Com suporte da placa
Grupo 2	1200	30,7	1079	1000	10	540	500	19/3/11	Com suporte da placa
Grupo 2	950	—	833	650	8,0	416	325	22/3/11	Sem suporte da placa
Grupo 3	1200	11,0	1350	1200	10,8	675	600	3/6/11	Com suporte da placa
Grupo 3	1200	12,2	1220	1100	10,8	610	550	8/6/11	Sem suporte da placa
Grupo 3	1600	—	1340	1300	10,4	670	650	3/5/11	Com placa triangular
Grupo 4	1800	9,54	2150	2000	14,8	1075	1000	28/4/11	Com suporte da placa
Grupo 4	1800	12,33	1991	1780	14,1	996	890	11/4/11	Sem suporte da placa
Grupo 5	1800	7,2	2230	2190	15,9	1115	1095	1/4/11	Com suporte da placa
Grupo 5	1800	9,25	2050	1950	15,1	1025	975	4/4/11	Sem suporte da placa
Grupo 6	1800	6,02	2943	2700	19,1	1472	1350	14/6/11	Com suporte da placa
Grupo 6	1800	6,17	2766	2520	18,2	1383	1260	17/6/11	Sem suporte da placa

¹ Obtido pelo método de Van Der Veen de 1953² Obtido pelo método da NBR 6122

4.7 CONCLUSÕES OBTIDAS DAS PROVAS DE CARGA

Apresentam-se a seguir algumas considerações das provas de carga realizada no solo do DF, no campo experimental.

Com os tempos medidos na construção da estaca *Alluvial Anker*, obtêm-se os diagramas de caixas para cada fase da construção e o tempo de construção total das estacas. Isto foi feito para cada um dos diâmetros das estacas (17, 13 cm) e o total, como é mostrado na Figura 4.13. Com os tempos de construção obtidos das estacas de diâmetro 13 cm (Figura 4.13a) calculou-se uma mediana de 5 min na perfuração, 3 min no enchimento e 8 minutos no tempo total de construção. Enquanto que para as estacas de diâmetro de 17 cm, obtêm-se valores da média 8 min na perfuração, 5 min no enchimento e 15 minutos no tempo total de construção da estaca (Figura 4.13b). A média dos tempos para a construção de todas as estacas no campo experimental foi de 8 min na perfuração, enchimento em 6 min e um tempo total de 13 min para a construção de cada estaca.

Assim, pode concluir-se que a estaca *Alluvial Anker* é uma alternativa rápida como solução em fundações profundas tendo um tempo de construção de 15 min como média. No entanto, é preciso esclarecer que estes tempos aqui mostrados são em condições ótimas de trabalho e não foi levado em consideração fatores tais como danos dos equipamentos,

tempo das manobras, tempo de movimentação ao lugar da perfuração de uma estaca a outra, tipos diferentes de solo, falta de materiais, etc.

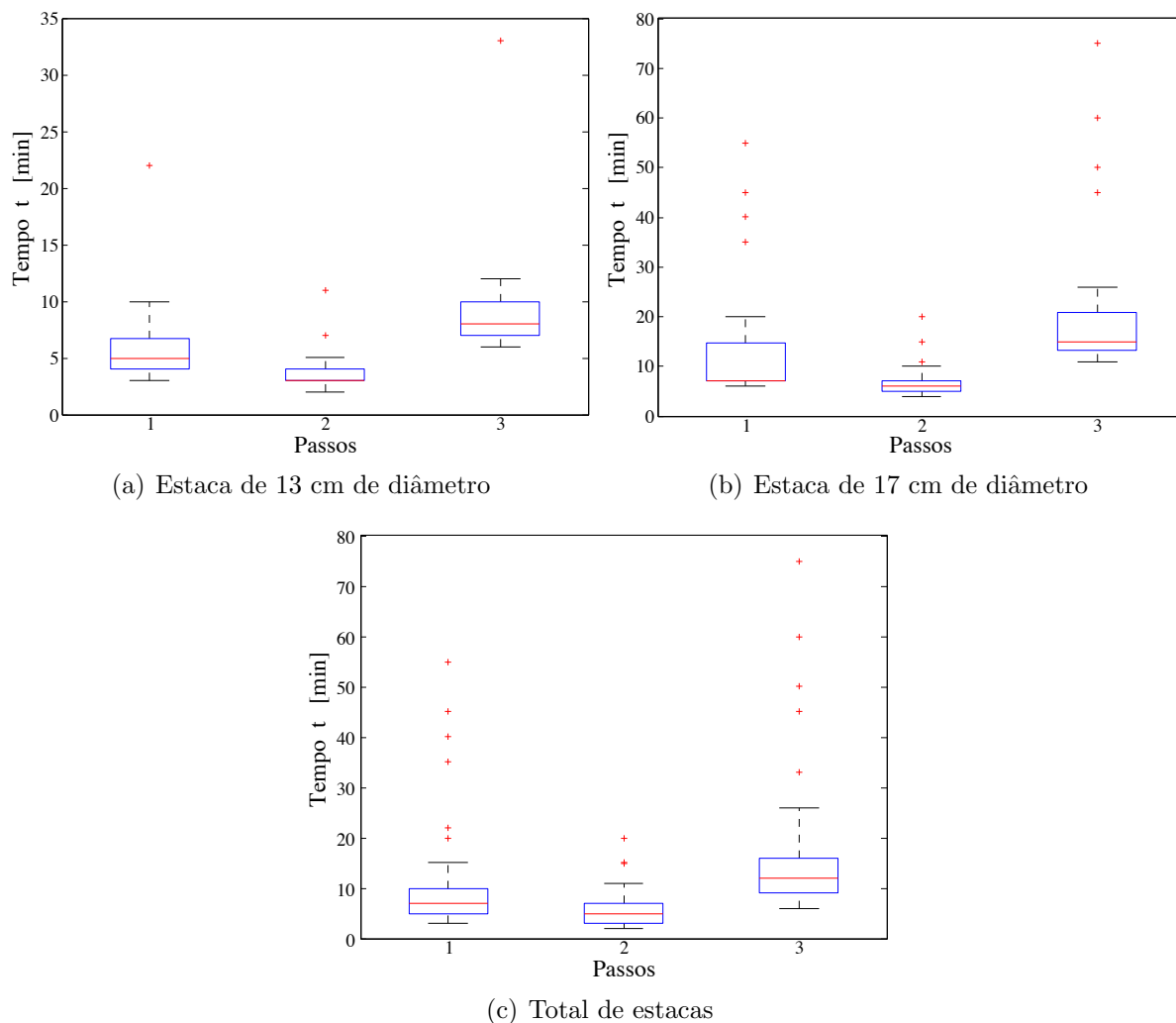


Figura 4.13: Diagramas de caixas obtidos dos tempos de construção: 1. Perfuração, 2. Enchimento e 3. Tempo total da construção

Da Tabela 4.1, observou-se que a carga máxima aplicada nas provas dos grupos de quatro, cinco e seis é menor que a carga última calculada para estes grupos de estacas. Isto ocorreu devido à limitação de carga máxima permitida pelo macaco hidráulico de 2000 kN. Para solucionar este problema se deve utilizar no futuro um macaco hidráulico com maior capacidade de carga para se realizar as provas de carga evitando usar métodos de extrapolação curva carga deslocamento, já que estes métodos podem ter resultados superestimados à carga última do grupo de estacas (Magalhães, 2005). Vianna & Cintra (2000) mostram que o método de extrapolação de Van der Veen de 1953 só é confiável para provas de carga em que a carga máxima tenha ultrapassado 70% da carga última.

Na Figura 4.14 plotou-se o número de estacas e a carga última dos grupos com e sem suporte da placa pelos métodos de Van Der Veen e da norma ABNT-6122 (2010). Desta figura, observou-se que se aumentou a carga última com o suporte da placa, em uma percentagem máxima de 35% pelo método da norma ABNT-6122 (2010) e pelo método de Van Der Veen o aumento foi de 23%. Estas percentagens foram apresentados no grupo de duas estacas. Agora, a menor contribuição da placa, foi obtida no grupo de seis estacas com um incremento de 6,4% pela norma ABNT-6122 (2010) e de apenas 6% pelo método de Van der Veen 1953. Obtém-se um valor médio do aumento da carga última com suporte da placa de 15,28% com a norma ABNT-6122 (2010) e de 10,8% com o método de Van Der Veen de 1953. Outra conclusão obtida desta figura foi uma percentagem de incremento menor da carga última com o suporte da placa ao ser calculada a ruptura pelo método de Van Der Veen 1953, variando entre 12% para o grupo de dois estacas a 0,4% para o conjunto das seis estacas. Destes valores, observou-se que os dois métodos têm valores semelhantes e porém pode tomar qualquer dos dois métodos. Embora, nesta pesquisa vai-se usar o método da norma ABNT-6122 (2010) por ser o método estipulado pela norma brasileira.

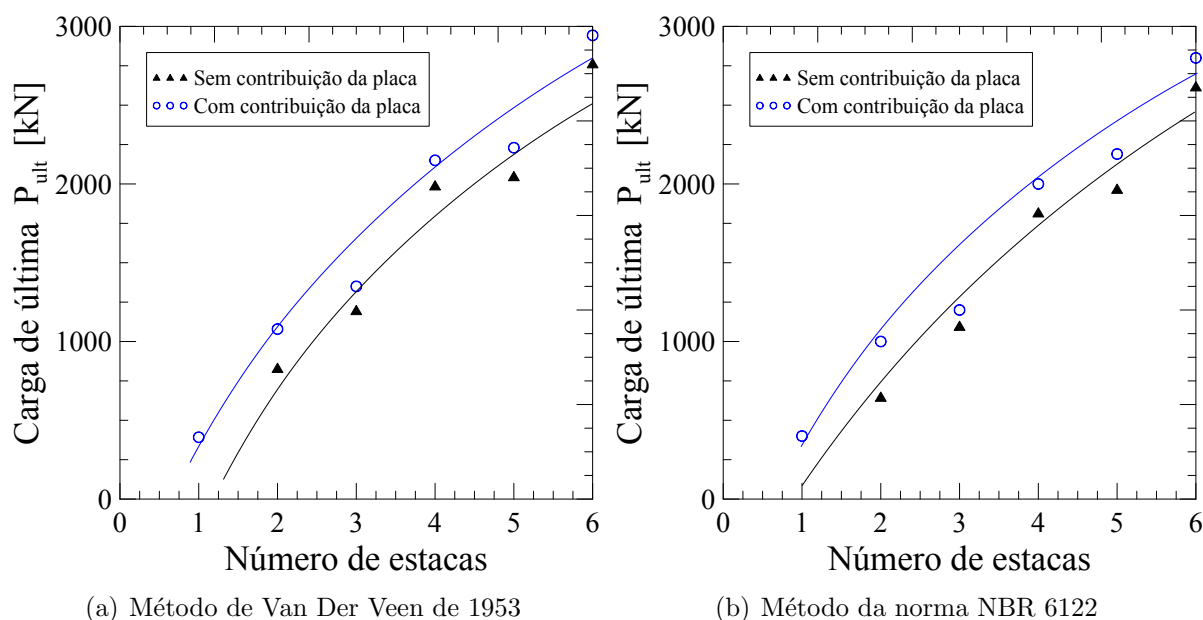


Figura 4.14: Comparação da carga última com e sem suporte da placa nos grupos de estacas

Capítulo 5

MODELOS CONSTITUTIVOS COM ESTRUTURA

Nas últimas três décadas, os modelos constitutivos têm sido estendidos para introduzir os efeitos da estrutura do solo e melhorar a previsão do comportamento de solos naturais. Esta extensão foi devido à evidência experimental encontrada por Burland (1990); Leroueil & Vaughan (1990); Cuccovillo & Coop (1999); Sorensen & Baudet (2007), que mostra uma diferença no comportamento dos solos reconstituídos e nos solos naturais. Por esta razão, vários pesquisadores têm desenvolvido novas formulações constitutivas levando em conta o efeito da estrutura no solo. Entre as propostas estão Vatsala et al. (2001), Liu & Carter (2006), Masín (2006), Fuentes (2008) e Yan & Li (2011) entre outras.

Neste capítulo, apresentam-se as equações e os conceitos básicos para introduzir o efeito da estrutura nos modelos estudados. Posteriormente realizam-se simulações de ensaios reais e análises paramétricas dos modelos constitutivos mediante o uso de UMATs (sub-rotina do programa Abaqus para o comportamento do material em cada ponto de integração) implementadas nesta pesquisa. Isto foi realizado para observar qual dos modelos tem melhor desempenho com relação ao solo estudado, e se fazer a primeira calibração de parâmetros aproximados. Posteriormente neste trabalho será usado o modelo de melhor desempenho, assim como os parâmetros estimados anteriormente em modelagens de elementos finitos.

5.1 CAM CLAY COM ESTRUTURA (CCS)

Este modelo foi proposto por Liu e Carter em 2003, para simular solos naturais. O modelo é uma alteração do Cam Clay modificado (CCM) proposto por Roscoe e Burland em 1968, desenvolvido para solos reconstituídos.

5.1.1 MODIFICAÇÕES E SUPOSIÇÕES DO MODELO

As modificações do modelo são as seguintes:

- A introdução da estrutura (cimentação) na lei de compressão isotrópica é feita por meio da adição de uma parte à lei de compressão do CCM, a qual é função de um incremento do índice de vazios para a estrutura Δe , do estado de tensões, do estado crítico e do estado atual do índice de vazios, como é mostrado na Equação 5.1. Isto foi realizado pela decomposição do índice de vazios do solo natural (e) em duas partes. A primeira parte é o índice de vazios para a estrutura Δe apresentada na Equação 5.3, e a segunda é o índice de vazios reconstituído e^* , como apresenta-se na Equação 5.2. Para uma compreensão física da modificação mostra-se a Figura 5.1.
- A mudança de uma lei de fluxo associada por uma lei de fluxo não-associada como apresenta-se na Equação 5.4. A qual se inclui o índice de vazios pela estrutura Δe e ω_s que é um novo parâmetro do modelo. A troca da lei de fluxo foi baseada nas observações experimentais feitas por Liu & Carter (2006) em amostras naturais, que evidenciavam uma relação menor entre os incrementos de deformação plástica desviadora e os incrementos de deformação plástica volumétrica em comparação às amostras reconstituídas, como é previsto no Cam Clay Modificado .

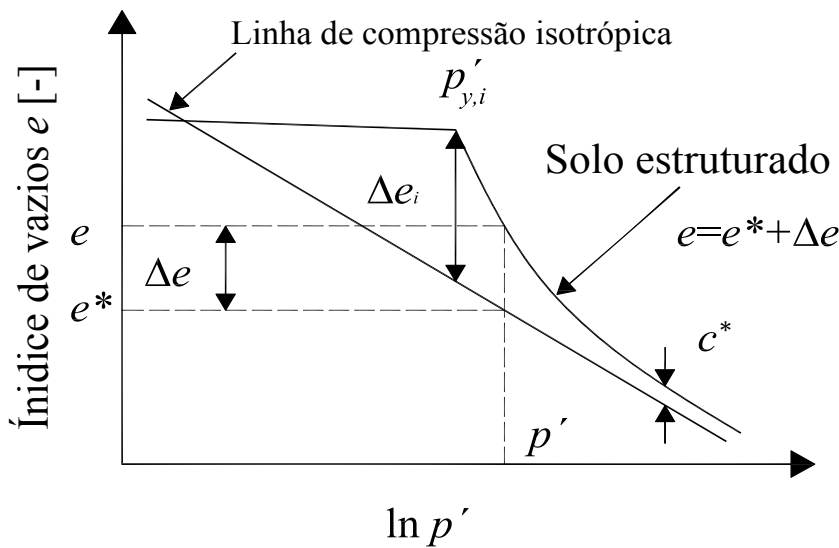


Figura 5.1: Idealização do comportamento de compressão isotrópica de um solo reconstituído e natural (Liu & Carter, 2006)

$$d\epsilon^p = (\lambda - \kappa) \frac{dp'_{y,i}}{(1+e)p'_{y,i}} + b\Delta e \left(1 + \frac{\eta}{M_c - \eta}\right) \frac{dp'_{y,i}}{(1+e)p'_{y,i}} \quad (5.1)$$

$$e = e^* + \Delta e \quad (5.2)$$

$$\Delta e = \Delta e_i \left(\frac{p'_{y,i}}{p}\right)^b + c^* \quad (5.3)$$

$$\frac{d\epsilon_d^p}{d\epsilon_v^p} = \frac{2(1 - \omega_s \Delta e)\eta}{M_c^2 - \eta^2} \quad (5.4)$$

As suposições feitas no modelo indicam que o Cam Clay é capaz de representar o comportamento dos solos reconstituídos. O comportamento do solo estruturado é dividido em uma região elástica e uma região elasto-plástica virgem dividida pela tensão de plastificação. Durante a plastificação virgem a superfície de plastificação é expandida isotropicamente, incluindo o estado atual de tensões. O efeito da anisotropia na deformação do solo não é considerado.

5.1.1.1 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO

Nesta seção, apresentam-se as equações necessárias para a implementar o modelo CCS, que não estão na seção 2.6.1. Isto é feito com objeto de se ter as ferramentas para poder realizar a implementação deste modelo.

A equação básica se apresenta na equação 5.5

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C}^e : (\boldsymbol{\varepsilon}^e - \boldsymbol{\varepsilon}^p) \quad (5.5)$$

O modulo elástico \mathbb{C}^e foi mostrado na seção 2.6.1.1. As deformações estão divididas em duas parte, elástica $\boldsymbol{\varepsilon}^e$ e plástica $\boldsymbol{\varepsilon}^p$. As deformações elásticas são as deformações que se recuperam com o descarregamento do solo, como já foi mostrado na Figura 2.11.

Nas deformações plásticas, se toma uma lei de fluxo não-associada, onde Q (função de potencial plástico) não é igual à função de fluência f apresentada na seção 2.6.1.2, como é apresentado na equação 5.6. O multiplicador plástico $\dot{\phi}$, o módulo plástico \mathbb{C}^p se definem igual ao modelo CCM e são apresentados na equação 5.7 e 5.8.

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = \dot{\phi} \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (5.6)$$

$$\dot{\phi} = \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) : \mathbb{C}^e : \boldsymbol{\varepsilon}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) - \left(\frac{\partial f}{\partial \epsilon_v^p}\right) \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial p}\right)} \quad (5.7)$$

$$\mathbb{C}^{ep} = \mathbb{C}^e - \frac{\mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) \otimes \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) : \mathbb{C}^e}{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) - \left(\frac{\partial f}{\partial \epsilon_v^p}\right) \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial p}\right)} \quad (5.8)$$

Apresentam-se as equações necessárias para calcular as equações 5.7 e 5.8, e que não são do modelo original (CCM).

$$\frac{\partial f}{\partial \epsilon_v^p} = \frac{-M_c^2 p p'_{y,i} (1 + e)}{(\lambda - \kappa) + b \Delta e \left(1 + \frac{\eta}{M_c - \eta}\right)} \quad (5.9)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{1}{3} (2M_c^2 p (1 - p^{-\frac{1}{a}} - p'_{y,i} a^{-1}) + \frac{M_c^2}{a} p'_{y,i} a^{-1} p^{\frac{a-1}{a}}) \mathbf{1} + \sqrt{\frac{3}{2}} (2 - 4\omega_s \Delta e) q \frac{\boldsymbol{\xi}}{\|\boldsymbol{\xi}\|} \quad (5.10)$$

$$a = \frac{(1 - \omega_s \Delta e)}{(1 - 2\omega_s \Delta e)} \quad (5.11)$$

A lei de endurecimento do material já foi apresentada na equação 5.1.

5.1.1.2 PARÂMETROS DO MODELO

Os parâmetros do modelo são divididos em duas partes:

1. Parâmetros intrínsecos do material iguais aos do modelo CCM, mostrados na seção 2.6.1.6.
2. Parâmetros por estrutura, os quais são três:
 - a. Taxa de perda de estrutura do solo (b), onde se observa seu funcionamento na equação 5.3;
 - b. Influência da lei de fluxo representado pelo parâmetro ω_s ; ver Equação 5.4;
 - c. Tensão de plastificação $p_{y,i}$ que descreve o tamanho inicial da superfície de plastificação com a estrutura. Esta também pode ser uma condição inicial a se modificar com o aumento do estado de tensões.

5.1.1.3 ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA

No seguinte roteiro mostra-se o esquema resumido de equações para realizar um algoritmo de integração explícita. A representação tensorial adotada e a ordem do esquema é coerente com as convenções do programa ABAQUS. A mesma notação é usada na seção 2.6.1.7.

- i. Definir parâmetros $N, \mu, \kappa, \lambda, M_c, p'_{y,i}, b, \omega_s$ do material e constantes:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

$$[1^a] = [1_a] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}^T$$

$$[\mathbf{C}^e] = \begin{bmatrix} \bar{\lambda} + 2G & \bar{\lambda} & \bar{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ & \bar{\lambda} + 2G & \bar{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ & & \bar{\lambda} + 2G & 0 & 0 & 0 \\ & & & G & 0 & 0 \\ & sym & & & G & 0 \\ & & & & & G \end{bmatrix}$$

Com $\bar{\lambda} = K - \frac{2}{3}G$

$$[\mathbf{I}] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1}{2} & 0 \\ & & sym & & & \frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

$$[\mathbf{I}^{dev}] = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1}{2} & 0 \\ & & sym & & & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad [\mathbf{I}^{dev}] = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1 & 0 & 0 \\ & & & & 1 & 0 \\ & & sym & & & 1 \end{bmatrix}$$

ii. Definir condições iniciais por variáveis de estado ϵ^p , Δe e tensões σ .

iii. Realização de passo de prova elástico *trial elastic step*:

$$\begin{aligned} [\sigma_{n+1}^{tr}] &= [\sigma_{n+1}] + [\mathbb{C}^e][\Delta \epsilon_n] * \Delta t \\ p_{n+1}^{tr} &= \frac{1}{3} \text{TRACE} [[\sigma_{n+1}^{tr}]] \\ [\sigma_{n+1}^{*,tr}] &= [\mathbb{I}^{dev,}] [\sigma_{n+1}^{tr}] \\ \|[\sigma_{n+1}^{*,tr}]\| &= \text{NORM} [[\sigma_{n+1}^{*,tr}]] \\ q_{n+1}^{tr} &= \sqrt{\frac{3}{2}} \|[\sigma_{n+1}^{*,tr}]\| \end{aligned}$$

iv. Revisão de função de plastificação.

$$f_{n+1}^{tr} = \frac{(q_{n+1}^{tr})^2}{M_c^2} + p_{n+1}^{tr}(p_{n+1}^{tr} - p'_{y,i,(n+1)})$$

v. Se $f_{n+1}^{tr} < 0$, o passo de prova esta ok!. Então são armazenadas todas as variáveis

$$\begin{aligned} [\boldsymbol{\sigma}_{n+1}] &= [\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{tr}] \\ p_{n+1} &= p_{n+1}^{tr} \\ q_{n+1} &= q_{n+1}^{tr} \\ p'_{y,i,(n+1)} &= p'_{y,i,n} \\ [\varepsilon_{n+1}^p] &= [\varepsilon_n^p] \\ [\mathbb{C}^{ep}] &= [\mathbb{C}^e] \\ e_{n+1} &= e_n + (1 + e_n)\text{TRACE}[\Delta\varepsilon_n] * \Delta t \end{aligned}$$

vi. Se $f_n^{tr} \geq 0$, são corrigidas todas as variáveis com as deformações plásticas

$\boxed{\rightarrow}$ Correção pelo escalar da proporcionalidade

$$\Delta\dot{\phi}_{n+1} = 0$$

$$\begin{aligned} e_{n+1} &= e_n + (1 + e_n)\text{TRACE}[\Delta\varepsilon_{n+1}] \\ a &= \frac{(1 - \omega_s \Delta e_{n+1})}{(1 - 2\omega_s \Delta e_{n+1})} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \xi_{n+1} &= (\boldsymbol{\sigma}_{n+1}) - \frac{1}{3}\text{TRACE}(\boldsymbol{\sigma}_{n+1}) \\ \frac{\partial Q_{n+1}}{\partial p_{n+1}} &= 2M_c^2 p_{n+1} (1 - p_{n+1}^{-\frac{1}{a}} - p'_{y,i,(n+1)} a^{-1}) + \frac{M_c^2}{a} p'_{y,i,(n+1)} a^{-1} p_{n+1}^{\frac{a-1}{a}} \\ \frac{\partial Q_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} &= \frac{1}{3} \frac{\partial Q_{n+1}}{\partial p_{n+1}} \mathbf{1} + \sqrt{\frac{3}{2}} (2 - 4\omega_s \Delta e_{n+1}) q_{n+1} \frac{\xi}{\|\xi\|} \\ \frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} &= \frac{1}{3} (2p_{n+1} - p'_{y,i,(n+1)}) \mathbf{1} + \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{2q_{n+1}}{M_c^2} \frac{\xi}{\|\xi\|} \end{aligned}$$

$$\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \epsilon_{v,(n+1)}^p} = \frac{-M_c^2 p_{n+1} p'_{y,i,(n+1)} (1 + e_{n+1})}{(\lambda - \kappa) + b \Delta e_{n+1} \left(1 + \frac{\eta}{M_c - \eta}\right)}$$

$$\Delta \dot{\phi}_{n+1} = \frac{\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) : \mathbb{C}^e : \Delta \varepsilon_n}{\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial Q_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) - \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \epsilon_{v,(n+1)}^p}\right) \cdot \left(\frac{\partial Q_{n+1}}{\partial p_{n+1}}\right)}$$

▮ Cálculo das deformações plásticas

$$[\Delta \varepsilon_{n+1}^p] = \Delta \dot{\phi}_{n+1} \frac{\partial Q_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}$$

$$[\varepsilon_{n+1}^p] = [\varepsilon_n^p] + [\Delta \varepsilon_{n+1}^p]$$

▮ Atualização das variáveis de estado

$$p'_{y,i,(n+1)} = p'_{y,i,(n+1)}$$

$$[\varepsilon_{n+1}^p] = [\varepsilon_{n+1}^p]$$

$$e_{n+1} = e_{n+1} + (1 + e_{n+1}) \text{TRACE}[\Delta \varepsilon_{n+1}] * \Delta t$$

▮ Atualização do estado de tensões com as deformações plásticas

$$[\sigma_{n+1}^*] = [\sigma_{n+1}^{*,tr}] - [\mathbb{C}^e][\Delta \varepsilon_{n+1}^p]$$

▮ Cálculo de módulo elasto-plástico consistente

$$\mathbb{C}_{n+1}^{ep} = \mathbb{C}^e - \frac{\mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) \otimes \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) : \mathbb{C}^e}{\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial Q_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}}\right) - \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \epsilon_{v,(n+1)}^p}\right) \cdot \left(\frac{\partial Q_{n+1}}{\partial p_{n+1}}\right)}$$

5.1.1.4 ANÁLISES PARAMÉTRICAS E TESTES

Na Figura 5.2 apresentam-se as análises paramétricas para o entendimento do funcionamento do parâmetro b . Este parâmetro é o que controla a curvatura da função exponencial, como é mostrado na Equação 5.3. Também, nesta figura observou-se que, para um valor maior de b , há uma maior influência da estrutura, enquanto que com $b = 0$ obtém-se o modelo Cam Clay modificado.

Para se testar a implementação da UMAT, foram feitas simulações iguais às simulações dos ensaios reais apresentadas por Liu & Carter (2006). Na Figura 5.3 apresenta-se uma comparação da simulação feita por este autor e a desenvolvida nesta pesquisa para uma compressão isotrópica em uma amostra natural de Calcarenite feita por Nova & Lagioia (1995). Também, na Figura 5.4, apresenta-se uma comparação de uma simulação de um ensaio triaxial drenado com uma pressão confinante de 2000 kPa feita por Nova & Lagioia (1995) no mesmo solo anteriormente citado.

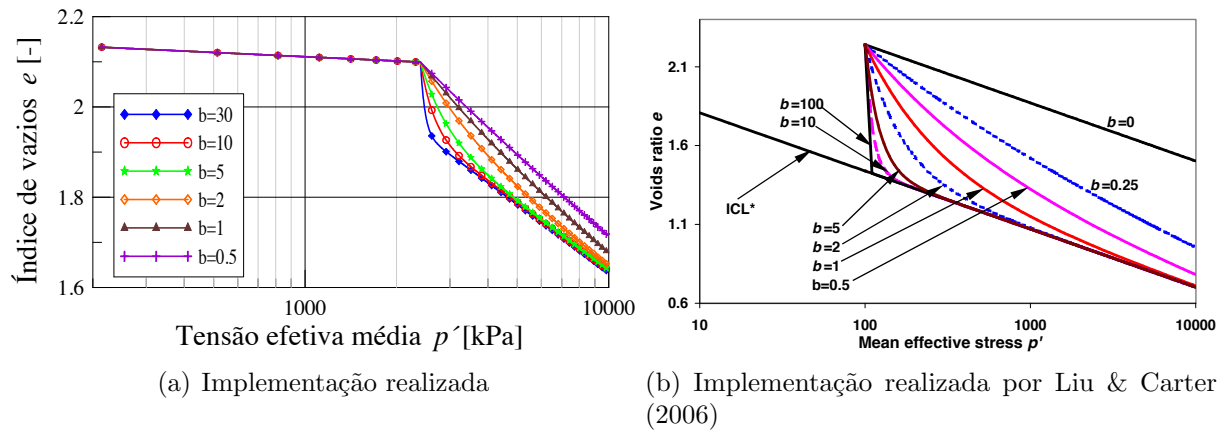


Figura 5.2: Simulação de um ensaio de adensamento, com a variação do parâmetro b

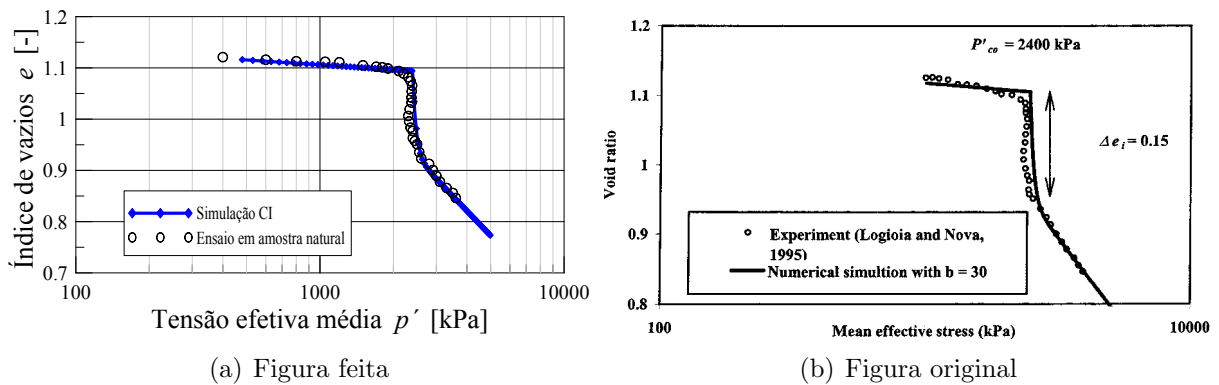


Figura 5.3: a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Liu & Carter (2006)

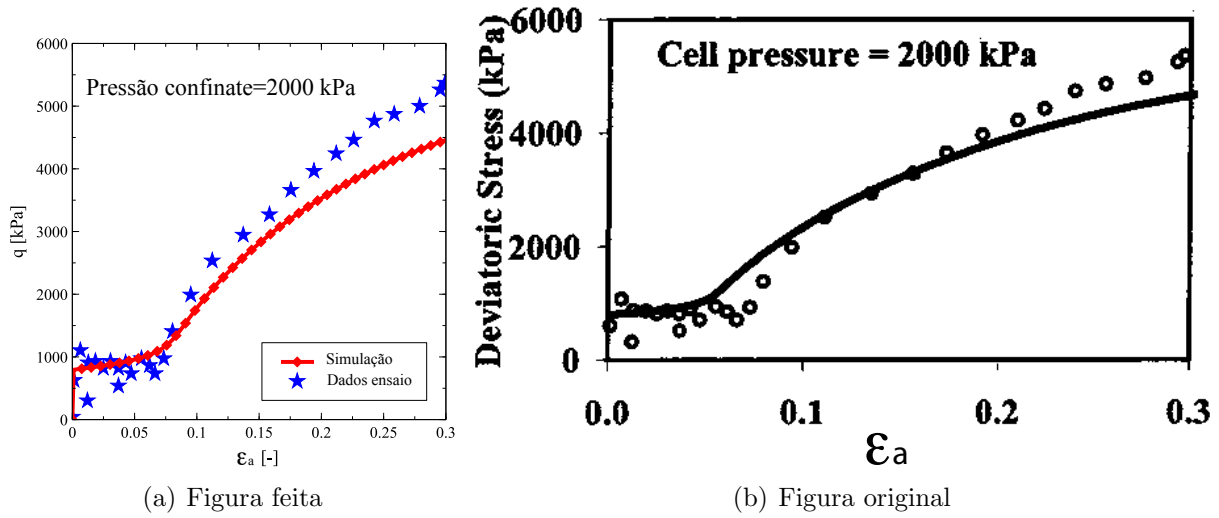


Figura 5.4: a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Liu & Carter (2006)

5.2 HIPOPLASTICIDADE COM ESTRUTURA (HPS)

À proposta realizada por Masín (2006) para solos finos foi realizada uma extensão para solos com estrutura. Isto é devido às pesquisas feitas por Burland (1990); Leroueil & Vaughan (1990); Cuccovillo & Coop (1999); Chandler & Cotecchia (2000), que mostram uma diferença no comportamento dos solos reconstituídos e solos naturais. A seguir são mostradas as principais características e conceitos do modelo citado.

5.2.1 MODIFICAÇÕES DO MODELO

A modificação realizada no modelo é feita mediante a incorporação da degradação da estrutura através da proposta feita por Baudet & Stallebrass (2004). A proposta consiste na incorporação de um tamanho maior da superfície de estado limite (SBS), pela alteração da tensão equivalente de Hvorslev por um escalar s , como é ilustrado na Figura 5.5. Para esta modificação adicionam-se três novos parâmetros (s , k e A), onde s é o fator de estrutura ou sensibilidade, mostrado na equação 5.12 (lei de degradação). Os outros fatores da equação são o fator s_f , que é o limite para um estado estável (Masín, 2006) com um valor de 1 (Figura 5.5); o fator k é um parâmetro que controla a degradação da estrutura; λ^* é a inclinação da compressibilidade isotrópica virgem no plano duplo logarítmico natural; o fator A que controla a importância das deformações de cisalhamento,

com valores entre 0 e 0,5 (Masín, 2006) e a taxa de deformação de dano $\dot{\epsilon}_d^*$ (Equação 5.13) a qual depende das taxas de deformações volumétricas e de cisalhamento com o fator A .

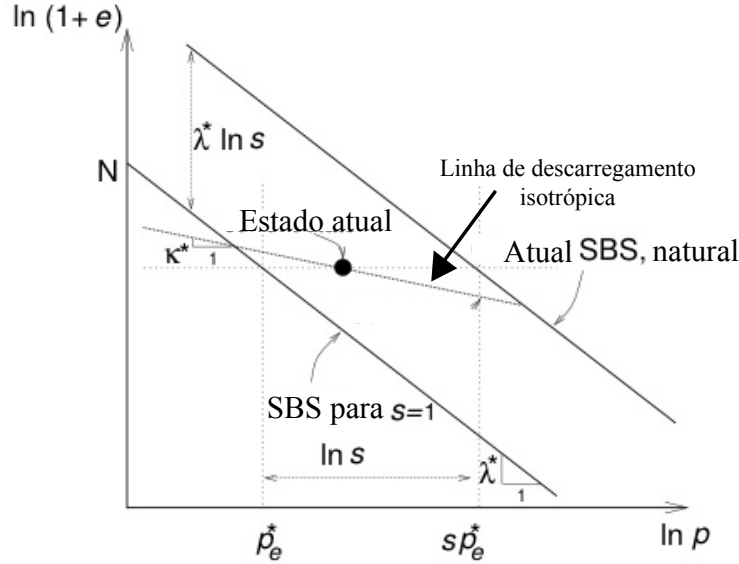


Figura 5.5: Idealização do comportamento de compressão isotrópica de um solo reconstituído e natural (Masín, 2006).

$$\dot{s} = -\frac{\kappa^*}{\lambda^*}(s - s_f)\dot{\epsilon}_d^* \quad (5.12)$$

$$\dot{\epsilon}_d^* = \sqrt{\dot{\epsilon}_v^2 + \frac{A}{1-A}\dot{\epsilon}_d^2} \quad (5.13)$$

5.2.1.1 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO

As equações necessárias para a implementação do modelo em uma UMAT são apresentadas a seguir.

Na Equação 5.14 mostra-se a forma do modelo. Os componentes desta equação foram definidos na seção 2.6.2.

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = f_s \mathcal{L} : \mathbf{D} + f_s f_d \mathbf{N} \parallel \mathbf{D} \parallel \quad (5.14)$$

Como já foi descrito anteriormente, o tensor \mathcal{L} é um tensor constitutivo de quarta ordem em função do tensor de tensões de Cauchy \mathbf{T} e o critério de estado crítico de Matsuoka-Nakai, os fatores escalares c_1 e c_2 apresentados nas Equações 5.15 e 5.16, os

quais já tem incorporada a influência da estrutura do solo por meio do escalar S_i definido na Equação 5.17 e na lei de compressão do material na Equação 5.18.

$$c_1 = \left(\frac{2(3 + a^{*2} - 2^\alpha \sqrt{3}a^*)}{9rS_i} \right) \quad (5.15)$$

$$c_2 = 1 + (1 - c_1) \frac{3}{a^{*2}} \quad (5.16)$$

$$S_i = \frac{s - (s - s_f)}{s} \quad (5.17)$$

$$\alpha = \frac{1}{\ln 2} \ln \left[\frac{\lambda^* - \kappa^* S_i}{\lambda^* + \kappa^* S_i} \left(\frac{3 + a^{*2}}{a^* \sqrt{3}} \right) \right] \quad (5.18)$$

Para terminar os componentes do modelo que influenciam a estrutura têm-se os fatores escalares f_s e f_d mostrados nas Equações 5.19 e 5.20, que respectivamente representam os fatores de picnotropia e barotropia do material. A estrutura influencia o fator f_s com a multiplicação de um fator S_i , e o fator f_d afeta a tensão de Hvorslev que é multiplicado por um escalar s que leva em conta a estrutura.

$$f_s = S_i \frac{tr \mathbf{T}}{\lambda^*} \left(3 + a^{*2} - 2^\alpha a^* \sqrt{3} \right)^{-1} \quad (5.19)$$

$$f_d = \left(\frac{2p}{sp_e^*} \right)^\alpha \quad (5.20)$$

5.2.1.2 ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA

Apresenta-se neste item o esquema resumido das equações para a implementação de um algoritmo de integração explícita do modelo hipoplástico com estrutura. A representação tensorial adotada e a ordem do esquema é coerente com as convenções do programa ABAQUS, sendo baseado no esquema apresentado na seção 2.6.2.7.

Os passos de implementação são dados a seguir:

- i. Definir parâmetros N , r , κ^* , λ^* , φ_c , s , k , A do material.
- ii. Definir o tensor de velocidade de deformação $[\mathbf{D}_n]$.

$$[\mathbf{D}_n] = \frac{[\Delta \varepsilon_n]}{\Delta t_n}$$

iii. Definir a condição inicial da variáveis de estado e e $\dot{\epsilon}_d^*$.

iv. Calcular os tensores de tipo tensão e deformação.

$$[\hat{\mathbf{T}}_n] = \frac{[\mathbf{T}_n]}{\text{TRACE}[\mathbf{T}_n]}$$

$$[\hat{\mathbf{T}}_n^*] = [\hat{\mathbf{T}}_n] - 1/3[\mathbf{1}]$$

$$[\dot{\epsilon}_{v,n}] = \text{TRACE}[\mathbf{D}_n]$$

$$[\dot{\epsilon}_{s,n}] = [\mathbf{D}_n] - \frac{1}{3}\text{TRACE}[\mathbf{D}_n]\mathbf{1}$$

v. Escrever o índice de vazios e a deformação de $\dot{\epsilon}_d^*$ no seguinte incremento.

$$e_{n+1} = e_n + \text{TRACE}[\mathbf{D}_n] * \Delta t$$

$$\dot{\epsilon}_{d,(n+1)}^* = \dot{\epsilon}_{d,n}^* + \sqrt{\dot{\epsilon}_{v,n}^2 + \frac{A}{1-A}\dot{\epsilon}_{d,n}^2}$$

vi. Calcular os fatores de estrutura s e S_i .

$$\dot{s}_n = -\frac{\kappa^*}{\lambda^*}(s - s_f)\dot{\epsilon}_{d,(n+1)}$$

$$S_{i,n} = \frac{\dot{s}_n - (\dot{s}_n - s_f)}{\dot{s}_n}$$

vii. Calcular os fatores a^* e F .

$$a^* = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c}$$

$$\text{theta3} = \text{TRACE}[\hat{\mathbf{T}}_n^* \cdot \hat{\mathbf{T}}_n^* \cdot \hat{\mathbf{T}}_n^*]$$

⌈ Verificar o ângulo de Lode IF $\text{NORM}[\hat{\mathbf{T}}_n^*] \leq 1.0d0$ then

$$\cos 3\theta_n = 1.0d0$$

⌈ ELSE

$$\cos 3\theta_n = -\sqrt{6}\text{theta3}/(\text{NORM}[\hat{\mathbf{T}}_n^*])^3$$

⌈ IF $(\cos 3\theta_n \geq 1)$, $(\cos 3\theta_n = 1)$

⌈ IF $(\cos 3\theta_n \geq -1)$, $(\cos 3\theta_n = -1)$

⌈ ENDIF

⌈ Calcular o ângulo ψ_n

$$\tan(\psi)_n = -\sqrt{3}(\text{NORM}[\hat{\mathbf{T}}_n])$$

$$F = \sqrt{\frac{1}{8}(\tan \psi_n)^2 + \frac{2 - (\tan \psi_n)^2}{2 + \sqrt{2} \tan \psi_n \cos 3\theta_n}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi_n$$

viii. Definir os fatores escalares f_d e f_s .

$$\alpha = \frac{1}{\ln 2} \ln \left[\frac{\lambda^* - \kappa^* S_{i,n}}{\lambda^* + \kappa^* S_{i,n}} \left(\frac{3 + a^{*2}}{a^* \sqrt{3}} \right) \right]$$

$$f_d = - \left[\frac{2\text{TRACE}[\mathbf{T}_n]}{3} \exp \left(\frac{\log(1+e) - N}{\lambda} \right) * \frac{1}{\dot{s}_n} \right]^\alpha$$

$$f_s = -S_{i,n} \frac{\text{TRACE}[\mathbf{T}_n]}{\lambda^*} \left(3 + a^{*2} - 2^\alpha a^* \sqrt{3} \right)^{-1}$$

ix. Calcular os tensores \mathcal{L} e \mathbf{N} .

$\boxed{\uparrow}$ Cálculo de constantes

$$\begin{aligned}
 c_1 &= \left(\frac{2(3 + a^{*2} - 2^\alpha \sqrt{3}a^*)}{9rS_{i,n}} \right) \\
 c_2 &= 1 + (1 - c_1) \frac{3}{a^{*2}} \\
 I_1 &= \text{TRACE}[\mathbf{T}_n] \\
 I_2 &= \frac{1}{2} [\mathbf{T}_n : \mathbf{T}_n - (I_1^2)] \\
 I_3 &= \text{DET}[\mathbf{T}_n] \\
 \mathbf{m}_n &= -\frac{a^*}{F} \left[\hat{\mathbf{T}}_n + \hat{\mathbf{T}}_n^* - \frac{\hat{\mathbf{T}}_n}{3} \left(\frac{6\hat{\mathbf{T}}_n : \hat{\mathbf{T}}_n - 1}{\left(\frac{a^*}{F}\right)^2 + \hat{\mathbf{T}}_n : \hat{\mathbf{T}}_n} \right) \right] \\
 Y_n &= \left(\frac{\sqrt{3}a^*}{3 + a^{*2}} - 1 \right) \left[\frac{(I_1 I_2 + 9I_3)(1 - \sin^2 \varphi_c)}{8I_3 \sin^2 \varphi_c} \right]
 \end{aligned}$$

$\boxed{\uparrow}$ Tensores \mathcal{L} e \mathbf{N}

$$\begin{aligned}
 \mathcal{L}_n &= \frac{1}{\hat{\mathbf{T}}_n : \hat{\mathbf{T}}_n} \left(c_1 F^2 \mathbb{I} + c_2 a^{*2} \hat{\mathbf{T}}_n \otimes \hat{\mathbf{T}}_n \right) \\
 \mathbf{N}_n &= \mathcal{L}_n : -Y_n \left(\frac{\mathbf{m}_n}{\text{NORM}[\mathbf{m}_n]} \right)
 \end{aligned}$$

x. Calcular o tensor de tensões de ZAREMBA-JAUMMAN

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}}_n = (f_s[\mathcal{L}_n] : [\mathbf{D}_n]) + f_s f_d \mathbf{N}_n \text{NORM}[\mathbf{D}_n]$$

xi. Atualizar o estado de tensões

$$[\mathbf{T}_{n+1}] = [\mathbf{T}_n] + [\overset{\circ}{\mathbf{T}}_n] * \Delta t$$

xii. Finalmente, Calcular o módulo hipoplástico

$$\mathbb{C}_n^{hip} = \mathcal{L}_n + \frac{\mathbf{N}_n \otimes \mathbf{D}_n}{\text{NORM}[\mathbf{D}_n]}$$

5.2.1.3 ANÁLISES PARAMÉTRICAS E TESTES

Para o modelo hipoplástico primeiro realizou-se uma sensibilização dos parâmetros que influenciam na estrutura do solo. Isto foi feito por meio de simulações de um ensaio de adensamento isotrópico. Nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8, mostra-se a sensibilização dos parâmetros s , A e k .

Para testar a implementação da UMAT foram realizadas simulações de ensaios feitos na argila Marts do trabalho apresentado por Anagnostopoulos et al. (1991). Primeiramente, simulou-se um ensaio de adensamento de uma amostra reconstituída e outra no estado natural, como se apresenta na Figura 5.9a. Posteriormente, simularam-se ensaios triaxiais drenados com diferentes pressões confinantes (294, 903 e 1500 kPa), como mostrados na Figura 5.10a. As simulações feitas são comparadas com as simulações realizadas por Fuentes et al. (2010) para um modelo viscohipoplástico com estrutura, que é uma variação do modelo hipoplástico, e que tem mesma lei de estrutura do material. Estes resultados são mostrados nas Figuras 5.9b e 5.10b.

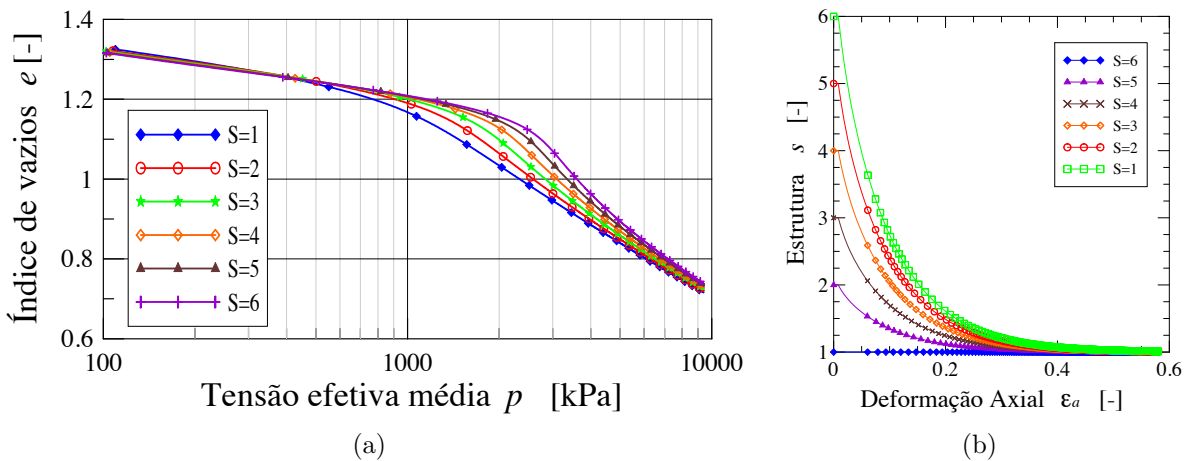


Figura 5.6: Simulações hipoplásticas de um ensaio oedométrico, com variação do parâmetro s .

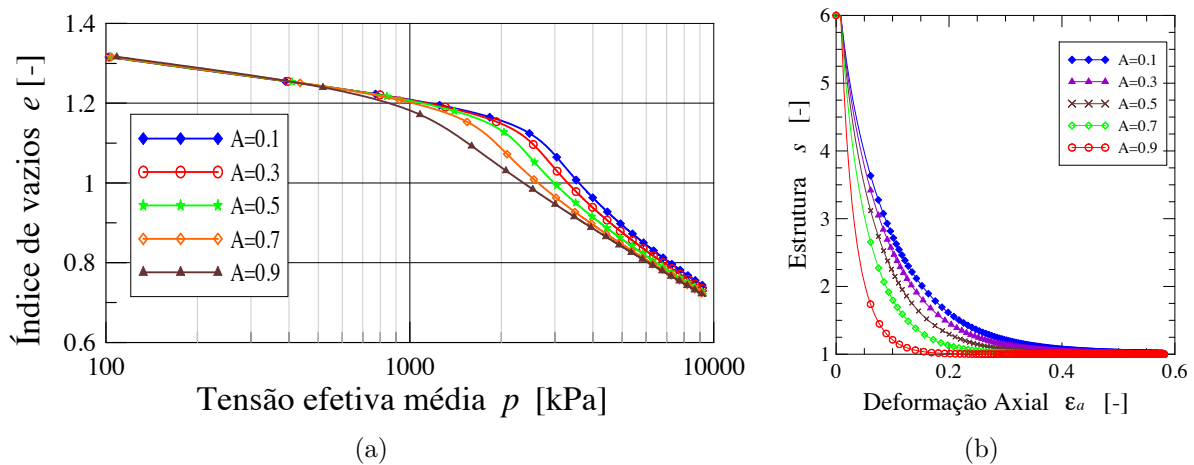


Figura 5.7: Simulações hipoplásticas de um ensaio oedométrico, com variação do parâmetro A .

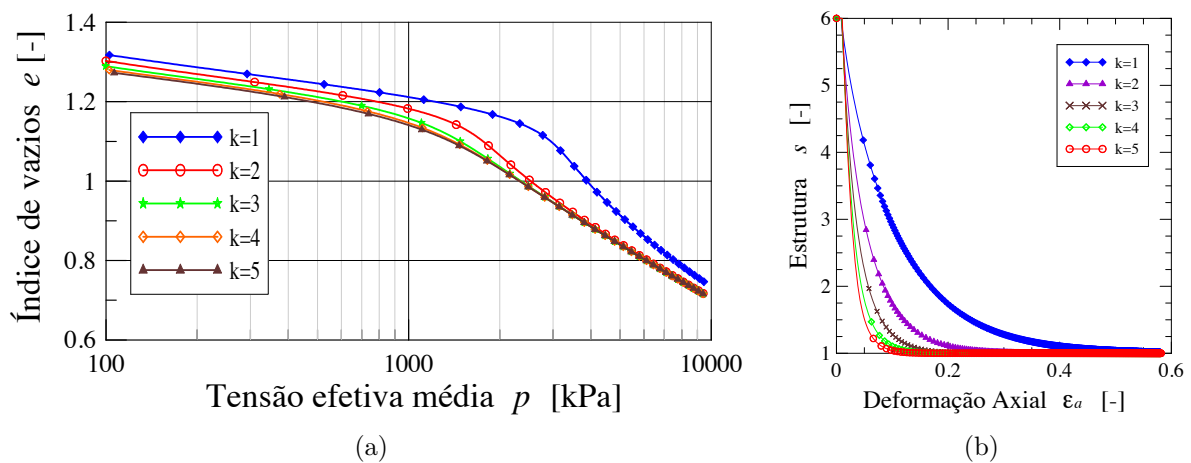


Figura 5.8: Simulações hipoplásticas de um ensaio oedométrico, com variação do parâmetro k .

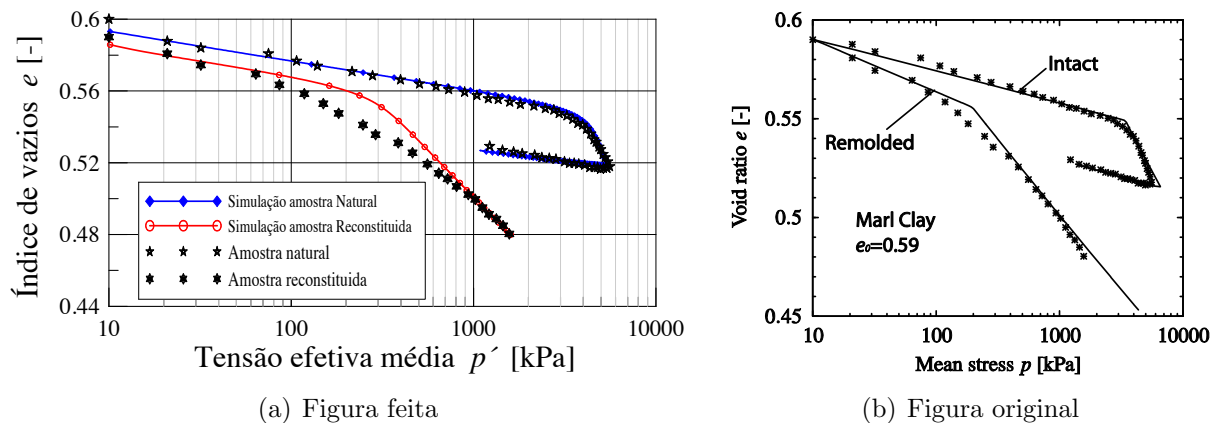


Figura 5.9: a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Fuentes et al. (2010)

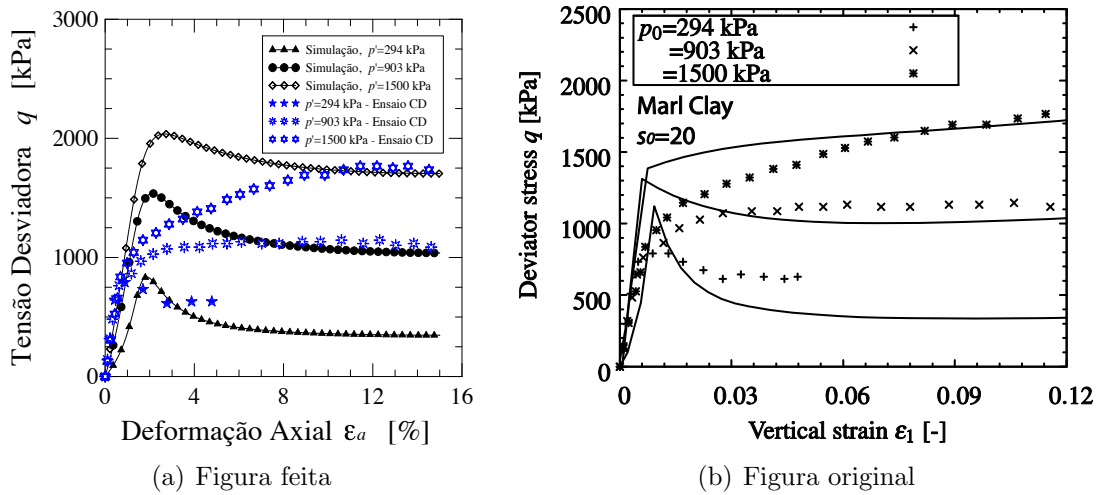


Figura 5.10: a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Fuentes et al. (2010)

5.3 SUBLOADING CAM CLAY (SLCC)

Igual que o modelo Cam Clay com estrutura (CCS), o subload Cam Clay (SLCC) é uma modificação do Cam Clay modificado (CCM). O principal conceito aqui introduzido é uma segunda superfície de plastificação, que leva a uma transição do comportamento elástico a elasto-plástico de forma gradual (subcarregamento), como proposto por Hashiguchi 1980 (referenciado por Giraldo & Farias (2011)). O conceito anterior e adicionado a influência da estrutura é proposto para descrever o comportamento de solos sob condições naturais com o nome de *Subloading Cam Clay (SLCC)*, como proposto por Pedroso (2006).

5.3.1 MODIFICAÇÕES DO MODELO

As modificações do modelo são dadas por:

1. Introdução de uma variável ρ que representa o pré-adensamento do solo, que é apresentada na Equação 5.21. Esta variável representa a diferença entre o índice de vazios e do solo no estado atual pré-adensado e o índice de vazios e_N (Figura 5.11) que correspondente ao índice de vazios na mesma tensão no caso do solo ser normalmente adensado (sobre a linha NCL). Plotando no espaço de tensões p - q (Figura 5.11), os estados de tensão máxima e atual seriam representados por duas superfícies, sendo que a superfície externa (chamada superfície normal do CCM) teria como *tamanho* a tensão máxima p_{1e} , que é a maior tensão a que o solo já foi submetido, ou seja, a tensão de pré-adensamento p_c ; enquanto que a superfície

interna, sobre a qual situa-se o ponto representante do estado de tensões atuais p_1 , representaria a superfície de *Subloading*. A distância ($\delta^* = p_{1e} - p_1$) entre estas duas curvas no espaço de tensões é uma medida do pré-adensamento. Isto é a essência do conceito de *Subloading* (Giraldo & Farias, 2011), já que no δ^* inicial se começa a trabalhar o *Subloading* que influencia a lei de compressão do material por meio da deformação volumétrica de *subplastifacção* $\epsilon_v^{p(sy)}$, apresentada na Equação 5.22. Está deformação é função da variável ρ e do índice de vazios e . A lei de compressão com a inclusão da deformação $\epsilon_v^{p(sy)}$ é mostrada na Equação 5.23. Desta equação pode-se observar que, quando $\delta^* = 0$ a deformação $\epsilon_v^{p(sy)}$ desaparece e se volta à lei do modelo CCM. Isto acontece por que as duas superfícies estão agora juntas.

$$\rho = (\lambda - \kappa) \ln \left(\frac{p_{1e}}{p_1} \right) \quad (5.21)$$

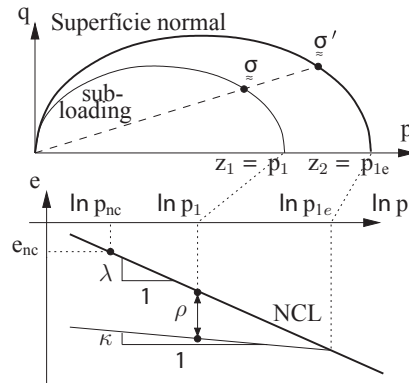


Figura 5.11: Efeito do “Subloading” (Pedroso, 2006)

$$\epsilon_v^{p(sy)} = \frac{-\rho}{1 + e} \quad (5.22)$$

$$dp_1 = p_1 \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} (d\epsilon_v^{p(sy)} + d\epsilon_v^p) \quad (5.23)$$

2. Inclusão do critério de ruptura de Argyris-Sheng, o qual é definido por meio do ângulo de Lode apresentado na Equação 5.24. Este ângulo afeta a inclinação M_c do CCM como se mostra na Equação 5.25 e agora no modelo constitutivo se trabalha com a inclinação $M(\theta)$. A nova inclinação faz com que a superfície de plastificação seja diferente em compressão e em extensão, como se ilustra na Figura 5.12, e isto é a principal característica da inclusão do critério de ruptura de Argyris-Sheng. A nova forma da superfície de plastificação é apresentada na Equação 5.26. Com isto,

obtêm-se menores tensões de cisalhamento em extensão que a compressão para uma mesma tensão confinante.

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(\frac{9\sqrt{2} \det \mathbf{T}^*}{\sqrt{3} \|\mathbf{T}^*\|^3} \right) \quad (5.24)$$

$$M(\theta) = M_c \left(\frac{2\omega^*}{1 + \omega^* - (1 + \omega^*) \sin 3\theta} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (5.25)$$

$$f(p, q, \theta, p_1) = q^2 + M(\theta)^2 p(p - p_1) \quad (5.26)$$

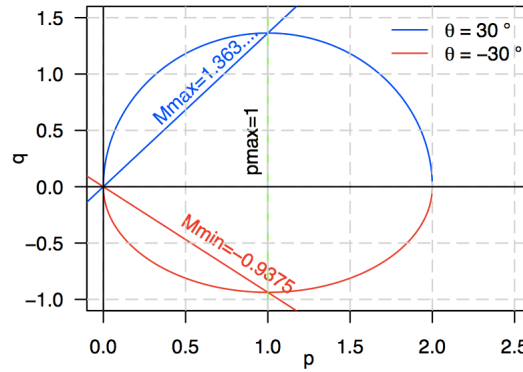


Figura 5.12: Corte da superfície de plastificação, no plano q versus p , com parte em extensão desenhada para valores negativos de q (Pedroso, 2006)

- O outro conceito importante, incluído no modelo, é a inclusão da cimentação do solo. Isto é feito por meio da evolução de uma nova variável ω , que se assemelha a uma densidade adicional à densidade ρ . Esta variável é introduzida através da função $Q(w) = b\omega$, e apresenta uma maior contribuição quando a densidade ρ é menor que zero, ou seja, a densidade assume valores negativos, os quais fazem que com a linha de compressão do material passe acima da linha de adensamento normal, conforme apresentado na Figura 5.13. Esta nova variável afeta a deformação volumétrica de *subplastificação* $\epsilon_v^{p(sy)}$ no escalar L^{sy} , como se mostra na Equação 5.27. O escalar L^{sy} é influenciado pela densidade normal $G(\rho)$ e pela estrutura na variável $Q(\omega)$, como descrito na Equação 5.28.

$$d\epsilon_v^{p(sy)} = \dot{\phi} L^{sy} \quad (5.27)$$

$$L^{sy} = (1 + e_0) \frac{G(\rho)}{p} + \frac{Q(\omega)}{p} \quad (5.28)$$

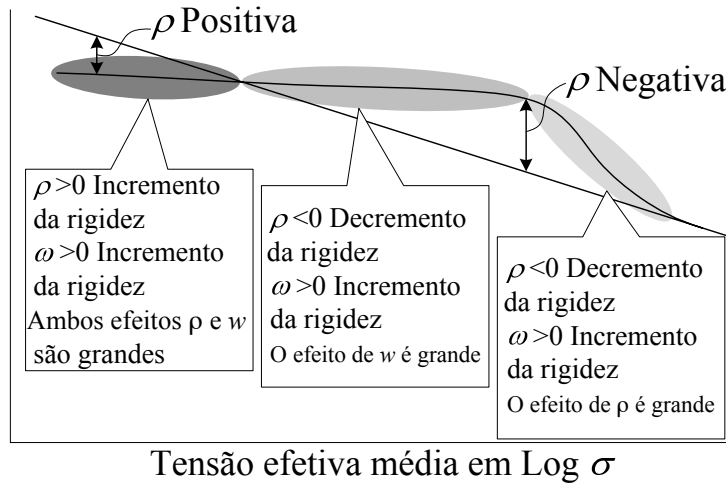


Figura 5.13: Efeito da cimentação (Nakai, 2012)

5.3.1.1 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO

Apresentam-se aqui as equações para se implementar o modelo SLCC tratando de não rescrever novamente as equações da seção 2.6.1. Isto é feito para se realizar uma implementação do modelo em 3 dimensões numa plataforma de elementos finitos.

A equação básica se apresentou na seção 2.6.1, na equação 2.11, onde o módulo elasto-plástico \mathbb{C}^{ep} é dividido em duas partes, elástica \mathbb{C}^e e plástica \mathbb{C}^p . Na parte elástica as deformações tem um comportamento linear com o aumento de tensão, e podem recuperar com o descarregamento. A parte plástica só trabalha depois do ponto de plastificação como foi mostrado na Figura 2.11, e faz com que as deformações não sejam de forma linear com o aumento de tensão, nem que sejam totalmente recuperáveis com a diminuição da tensão.

Nas deformações plásticas, se adota uma lei de fluxo associada, onde Q (função de potencial plástico) é igual à função de fluência f apresentada na seção 2.6.1.2, como é apresentado na equação 5.29. O multiplicador plástico $\dot{\phi}$, e o modulo plástico \mathbb{C}^p se definem igual ao modelo CCM, sendo apresentados na equação 5.30 e 5.31.

$$d\epsilon^p = \dot{\phi} \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (5.29)$$

$$\dot{\phi} = \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right) : \mathbb{C}^e : \epsilon}{\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right) - \left(\left(\frac{\partial f}{\partial \epsilon_v^p}\right) \cdot \left(\frac{\partial f}{\partial p}\right) + L^{sy}\right)} \quad (5.30)$$

$$\mathbb{C}^{ep} = \mathbb{C}^e - \frac{\mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) \otimes \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) : \mathbb{C}^e}{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) - \left(\left(\frac{\partial f}{\partial \epsilon_v^p}\right) \cdot \left(\frac{\partial f}{\partial p}\right) + L^{sy}\right)} \quad (5.31)$$

As partes que foram mudadas do modelo CCM para se obter as equações 5.30 e 5.31, são apresentadas a seguir:

Ao se realizar a derivada parcial de $\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$, conforme a seguir.

$$\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} + \frac{\partial f}{\partial M(\theta)} \frac{\partial M(\theta)}{\partial \theta} \frac{\theta}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (5.32)$$

se obtêm as derivadas de cada uma das parte da derivada parcial, como a seguir:

$$\frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{1}{3} M(\theta)^2 (2p - p_1) \mathbf{1} \quad (5.33)$$

$$\frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \sqrt{\frac{3}{2}} 2q \frac{\boldsymbol{\xi}}{\|\boldsymbol{\xi}\|} \quad (5.34)$$

$$\frac{\partial f}{\partial M} \frac{\partial M}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = 2M(\theta)p(p - p_1) \left(\frac{0.75M(1 - \omega^*) \cos 3\theta}{1 + \omega^* - (1 + \omega^*) \sin 3\theta} \right) \frac{1.5}{q^2 \cos 3\theta} \left(\frac{3}{q} \det \boldsymbol{\xi}^2 - \sin 3\theta \boldsymbol{\xi} \right) \quad (5.35)$$

Definindo M_c e ω^* em função do ângulo do estado crítico φ_c , onde φ_c é o ângulo da linha do estado critico em um plano das invariantes p e q , se obtêm:

$$M_c = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} \quad (5.36)$$

$$\omega^* = \left(\frac{3 - \sin \varphi_c}{3 + \sin \varphi_c} \right) \quad (5.37)$$

Definindo a deformação plástica volumétrica $d\epsilon_v^p$ como:

$$d\epsilon_v^p = \phi tr \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \phi \frac{\partial f}{\partial p} \quad (5.38)$$

se obtêm:

$$\frac{\partial f}{\partial p} = M(\theta)^2(2p - p_1) \quad (5.39)$$

$$\frac{\partial f}{\partial \epsilon_v^p} = M(\theta)^2(2p - p_1) \left(-M(\theta)^2 p p_1 \frac{(1 + e)}{(\lambda - \kappa)} + L^{sy} \right) \quad (5.40)$$

Incluindo aqui as partes de *Subloading* e estrutura no modelo, que estão na Equação 5.28, apresentam-se as equações utilizadas para que se evoluam estas variáveis de estado:

$$G(\rho) = c^{sy} \parallel \rho \parallel \rho \quad (5.41)$$

$$d\rho = -(1 + e_0) \frac{G(\rho)}{p} \dot{\phi} \quad (5.42)$$

$$Q(w) = b^{sy} w \quad (5.43)$$

$$dw = -(1 + e_0) \frac{Q(w)}{p} \dot{\phi} \quad (5.44)$$

5.3.1.2 PARÂMETROS DO MODELO

O modelo assim constituído possui oito parâmetros. Os cinco primeiros parâmetros podem ser obtidos de um solo reconstituído, e são iguais aos do modelo CCM. Os três parâmetros que ainda faltam são obtidos pelo subloading e pela estrutura. Os parâmetros obtidos pelo subloading são dois respectivamente c^{sy} e ρ , onde o primeiro dá a curvatura suave do estado sobre-adensado e do estado normalmente adensado. O segundo parâmetro é a relação de sobre-adensamento inicial que se encontra o solo. O parâmetro de estrutura é b^{sy} , que controla a quantidade de densidade negativa. Em seguida, mostra-se uma listagem dos parâmetros do modelo.

Solo reconstituído:

φ_c = Ângulo do estado crítico

λ = Inclinação de adensamento normal

κ = Inclinação de descarga

μ = Coeficiente de Poisson

N = Índice de vazios para uma tensão média efetiva de $p_0 = 1$ kPa

Solo natural com subloading e estrutura:

c^{sy} = coeficiente da taxa de decaimento da flexibilidade do modelo

b^{sy} = coeficiente da taxa de estrutura do modelo

ρ = Densidade inicial do solo (a qual é uma variável de estado e somente se dá o valor de partida)

5.3.1.3 ESQUEMA DE IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA

A seguir se mostra o esquema resumido de equações para se realizar um algoritmo de integração explícita. A representação tensorial adotada e a ordem do esquema é coerente com as convenções do programa ABAQUS. Os tensores de tensão e de deformação são de nove componentes neste algoritmo, os quais são trocados ao começo e ao final da implementação no programa ABAQUS por tensores de 6 componentes (que é a notação utilizada pelo programa). A definição das operações feitas entre estes tensores está definida no Anexo I.

Abaixo se apresenta a implementação:

i. Definir parâmetros φ_c , N , μ , κ , λ , c^{sy} , b^{sy} , ρ do material e constantes:

$$K = \frac{(1+e)p}{\kappa}$$

$$E = 3(1-2\nu)K$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

$$M_c = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c}$$

$$\omega^* = \left(\frac{3 - \sin \varphi_c}{3 + \sin \varphi_c} \right)$$

$$[\mathbb{I}] = \left[\begin{array}{ccc|ccc|ccc} 1 & 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0.5 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.5 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0.5 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0 \\ 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{array} \right]$$

$$[\mathbf{1}] = \left[\begin{array}{cccccc} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1 & 0 & 0 \\ & & & & sym & 1 & 0 \\ & & & & & & 1 \end{array} \right]$$

$$\mathbb{C}^e = K \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} + 2\mu \left(\mathbb{I} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} \right)$$

ii. Definir condições iniciais por variáveis de estado ρ , w , $G(\rho)$, $Q(w)$, ϵ^p , e e tensões σ .

iii. Realizar o passo de prova elástico (trial elastic step):

$$\begin{aligned} [\sigma_{n+1}^{tr}] &= [\sigma_{n+1}] + [\mathbb{C}^e] : [\Delta \epsilon_n] * \Delta t \\ p_{n+1}^{tr} &= \frac{1}{3} \text{TRACE} [[\sigma_{n+1}^{tr}]] \\ [\sigma_{n+1}^{*,tr}] &= [\mathbb{I}^{dev}] : [\sigma_{n+1}^{tr}] \\ \|[\sigma_{n+1}^{*,tr}]\| &= \text{NORM} [[\sigma_{n+1}^{*,tr}]] \\ q_{n+1}^{tr} &= \sqrt{\frac{3}{2}} \|[\sigma_{n+1}^{*,tr}]\| \end{aligned}$$

iv. Revisar a função de plastificação.

$$\text{theta3} = \text{TRACE}[\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^* \cdot \boldsymbol{\sigma}_{n+1}^* \cdot \boldsymbol{\sigma}_{n+1}^*]$$

▮ Verificar o ângulo de Lode IF $\text{NORM}[\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^*] \leq 1.0d0$ then

$$\cos 3\theta_{n+1} = 1.0d0$$

▮ ELSE

$$\cos 3\theta_{n+1} = -\sqrt{6}\text{theta3}/(\text{NORM}[\boldsymbol{\sigma}_{n+1}])^3$$

▮ IF $(\cos 3\theta_{n+1} \geq 1)$, $(\cos 3\theta_{n+1} = 1)$

▮ IF $(\cos 3\theta_{n+1} \geq -1)$, $(\cos 3\theta_{n+1} = -1)$

▮ ENDIF

$$\sin 3\theta_{n+1} = \sqrt{1 - \cos^2 3\theta_n}$$

$$M(\theta) = M_c \left(\frac{2\omega^*}{1 + \omega^* - (1 + \omega^*) \sin 3\theta} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$f_{n+1}^{tr} = \frac{(q_{n+1}^{tr})^2}{M(\theta)^2} + p_{n+1}^{tr}(p_{n+1}^{tr} - p_{1,(n+1)})$$

v. Se $f_{n+1}^{tr} < 0$, o passo de prova esta ok!. Então se armazenam todas as variáveis

$$[\boldsymbol{\sigma}_{n+1}] = [\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{tr}]$$

$$p_{n+1} = p_{n+1}^{tr}$$

$$\begin{aligned}
q_{n+1} &= q_{n+1}^{tr} \\
p_{1,(n+1)} &= p_{1,n} \\
\rho_{n+1} &= \rho_n \\
w_{n+1} &= w_n \\
G(\rho)_{n+1} &= G(\rho)_n \\
Q(w)_{n+1} &= Q(w)_n \\
[\boldsymbol{\epsilon}_{n+1}^p] &= [\boldsymbol{\epsilon}_n^p] \\
[\mathbb{C}^{ep}] &= [\mathbb{C}^e] \\
e_{n+1} &= e_n + (1 + e_n) \text{TRACE}[\Delta \boldsymbol{\epsilon}_n] * \Delta t
\end{aligned}$$

vi. Se $f_n^{tr} \geq 0$, são corrigidas todas as variáveis com as deformações plásticas

▮ Correção pelo escalar da proporcionalidade:

$$\begin{aligned}
\Delta \dot{\phi}_{n+1} &= 0 \\
e_{n+1} &= e_n + (1 + e_n) \text{TRACE}[\Delta \boldsymbol{\epsilon}_{n+1}] \\
\varphi_{n+1} &= \frac{(1 + e_{(n+1)})}{(\lambda - \kappa)} \\
\boldsymbol{\xi}_{n+1} &= (\boldsymbol{\sigma}_{n+1}) - \frac{1}{3} \text{TRACE}(\boldsymbol{\sigma}_{n+1}) \mathbf{1} \\
\frac{\partial f_{n+1}}{\partial p_{n+1}} \frac{\partial p_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} &= \frac{1}{3} M(\theta)^2 (2p_{n+1} - p_{1,(n+1)}) \mathbf{1} \\
\frac{\partial f_{n+1}}{\partial q_{n+1}} \frac{\partial q_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} &= \sqrt{\frac{3}{2}} 2q_{n+1} \frac{\boldsymbol{\xi}}{\|\boldsymbol{\xi}\|} \\
\frac{\partial M}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} &= \left(\frac{0.75M(1 - \omega^*) \cos 3\theta}{1 + \omega^* - (1 + \omega^*) \sin 3\theta} \right) \\
\frac{1.5}{q_{n+1}^2 \cos 3\theta} \left(\frac{3}{q_{n+1}} \det \boldsymbol{\xi}^2 - \sin 3\theta \boldsymbol{\xi} \right) \\
\frac{\partial f_{n+1}}{\partial M} \frac{\partial M}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} &= 2M(\theta) p_{n+1} (p_{n+1} - p_{1,(n+1)}) \frac{\partial M}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} &= \frac{\partial f_{n+1}}{\partial p_{n+1}} \frac{\partial p_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} + \frac{\partial f_{n+1}}{\partial q_{n+1}} \frac{\partial q_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} + \frac{\partial f_{n+1}}{\partial M} \frac{\partial M}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \\ \frac{\partial f_{n+1}}{\partial \epsilon_{v,(n+1)}^p} &= M(\theta)^2 (2p_{n+1} - p_{1,(n+1)}) (-M(\theta)^2 p_{n+1} p_{1,(n+1)} \varphi_{n+1} + L) \\ Q(w)_{n+1} &= b^{sy} w_{n+1} \\ G(\rho)_{n+1} &= c^{sy} \text{ABS}[\rho_n] \rho \\ L_{n+1} &= (1 + e_0) \frac{G(\rho)_{n+1}}{p_{n+1}} + \frac{Q(w)_{n+1}}{p_{n+1}}\end{aligned}$$

$$\Delta \dot{\phi}_{n+1} = \frac{\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \right) : \mathbb{C}^e : \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_n}{\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \right) - \left(\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \epsilon_{v,(n+1)}^p} \right) \cdot \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial p_{n+1}} \right) + L_{n+1} \right)}$$

▮ Cálculo das deformações plásticas:

$$\begin{aligned}[\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p] &= \Delta \dot{\phi}_{n+1} \frac{\partial Q_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \\ [\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p] &= [\boldsymbol{\varepsilon}_n^p] + [\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p]\end{aligned}$$

▮ Atualização das variáveis de estado:

$$\begin{aligned}p_{1,(n+1)} &= p_{1,(n+1)} \\ [\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p] &= [\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p] \\ w_{n+1} &= w_{n+1} + \Delta \dot{\phi}_{n+1} w_{n+1} \Delta t \\ G(\rho)_{n+1} &= G(\rho)_{n+1} + \Delta \dot{\phi}_{n+1} (1 + e_0) \frac{G(\rho)_{n+1}}{p_{n+1}} \Delta t\end{aligned}$$

$$Q(w)_{n+1} = Q(w)_{n+1} + \Delta \dot{\phi}_{n+1} (1 + e_0) \frac{Q(w)_{n+1}}{p_{n+1}} \Delta t$$

$$\rho_{n+1} = \rho_{n+1} + (Q(w)_{n+1} + G(\rho)_{n+1}) \Delta t$$

$$e_{n+1} = e_{n+1} + (1 + e_{n+1}) \text{TRACE}[\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}] * \Delta t$$

▮ Atualização do estado de tensões com as deformações plásticas:

$$[\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^*] = [\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{*,tr}] - [\mathbb{C}^e] : [\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p]$$

▮ Cálculo do módulo elasto-plástico consistente:

$$\mathbb{C}_{n+1}^{ep} = \mathbb{C}^e - \frac{\mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \right) \otimes \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \right) : \mathbb{C}^e}{\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \right) : \mathbb{C}^e : \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \right) - \left(\left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_{v,(n+1)}^p} \right) \cdot \left(\frac{\partial f_{n+1}}{\partial p_{n+1}} \right) + L_{n+1} \right)}$$

5.3.1.4 SENSIBILIZAÇÃO DE PARÂMETROS E COMPROVAÇÃO

Primeiro realizou-se uma sensibilização do parâmetro que influencia o subloading com a troca do parâmetro ρ e se observou a evolução das variáveis, como se apresenta na Figura 5.14. Isto foi feito por meio de simulações de um ensaio de adensamento isotrópico. Posteriormente, se observou a evolução da estrutura do solo com a troca da variável w , onde também se utiliza uma simulação de um adensamento isotrópico, como se mostra a Figura 5.15.

Para testar a implementação da UMAT, foram feitas simulações de ensaios apresentados por alguns autores que trabalham com o modelo SLCC. Na Figura 5.16 apresenta-se uma comparação da simulação feita por Giraldo & Farias (2011) de um ensaio de adensamento para observar o aumento de estrutura com o aumento da variável w . Ademais, na Figura 5.17 apresenta-se uma comparação de uma simulação de um ensaio triaxial cíclico drenado realizado na argila de Fujinomori simulado por Pedroso (2006).

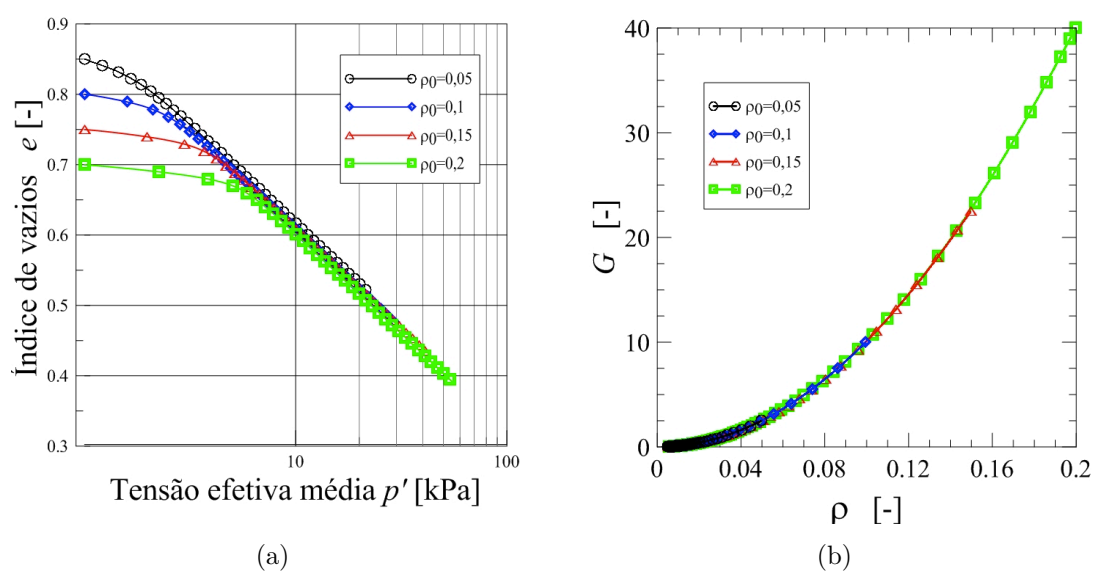


Figura 5.14: Simulação ensaio de adensamento isotrópico, com variação do parâmetro ρ

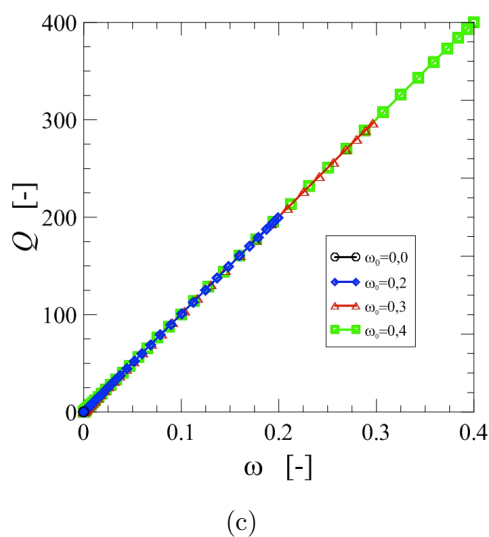
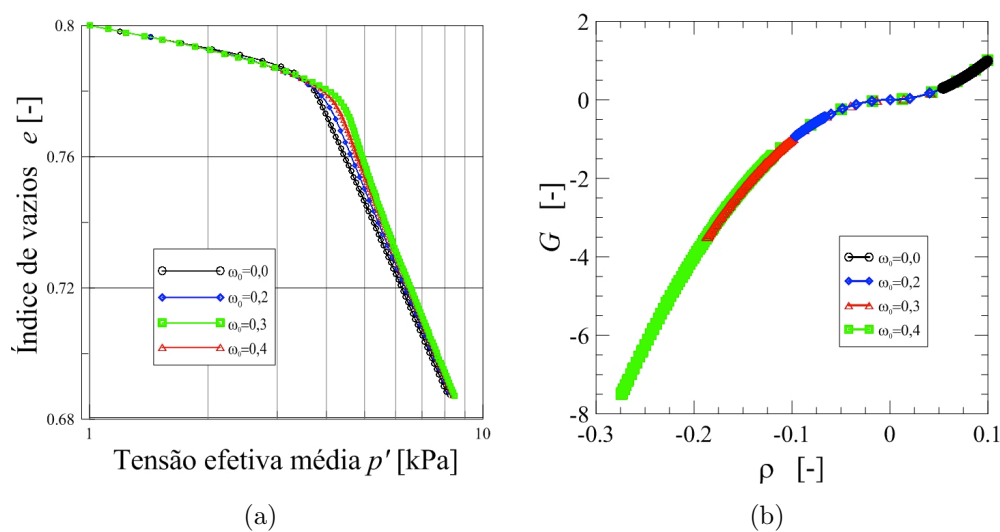


Figura 5.15: Simulação ensaio de adensamento isotrópico, com variação da variável w

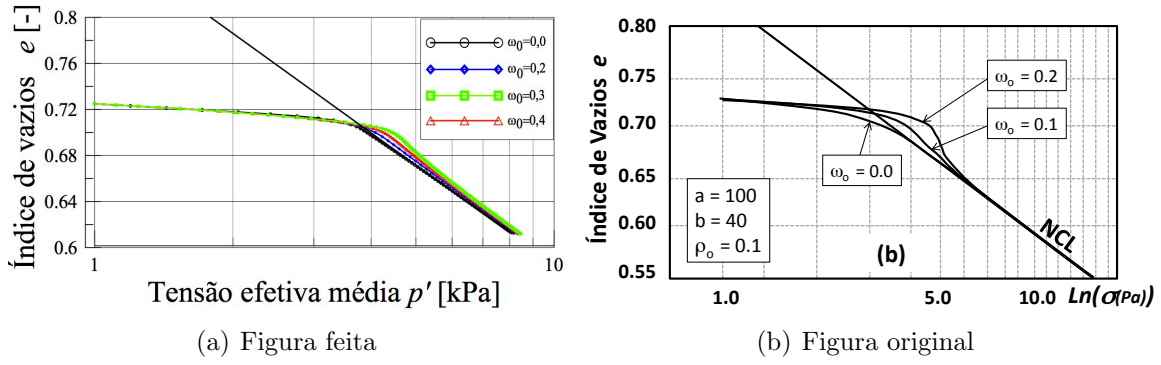


Figura 5.16: a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Giraldo & Farias (2011)

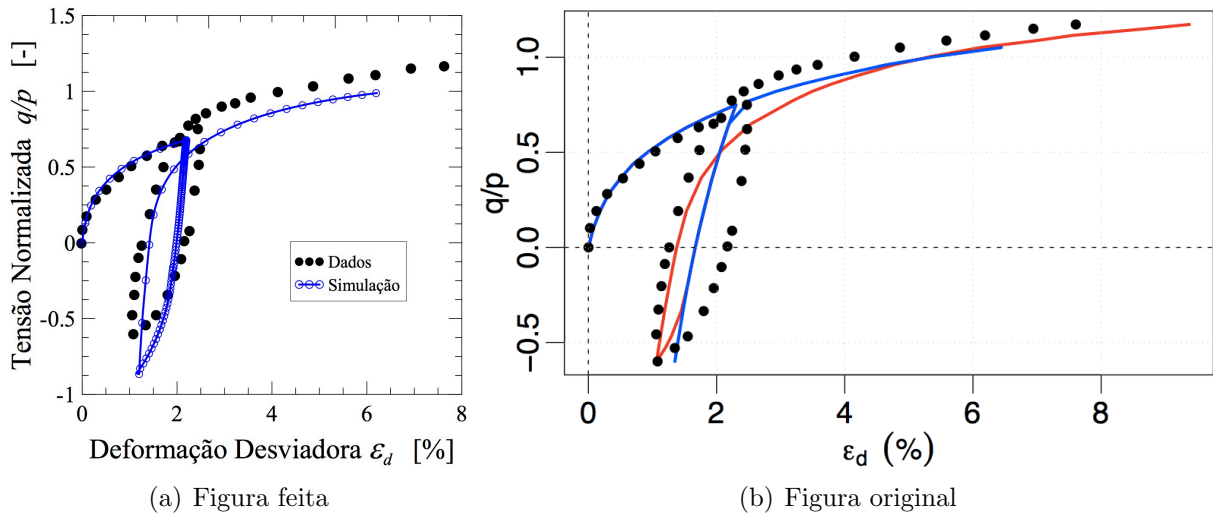


Figura 5.17: a. Implementação realizada. b. Implementação realizada por Pedroso (2006)

5.3.2 CONCLUSÕES OBTIDAS DOS MODELOS CONSTITUTIVOS IMPLEMENTADOS

Neste capítulo apresentou-se a implementação realizada de três modelos constitutivos com estrutura para o programa de elementos finitos ABAQUS. Destas implementações são obtidas varias características dos modelos que servem para saber quais são as vantagens e desvantagens de cada modelo, e obter algumas conclusões, a serem apresentadas a seguir:

1. Nos modelos hipoplástico e Subloading Cam Clay observa-se um passo suave do estado elástico ao estado elastoplástico. No modelo Cam Clay estruturado não sucede isto, ao ter uma mudança brusca quando passa do estado elástico ao estado elastoplástico.

2. O número de parâmetros dos três modelos são oito. No entanto, vários destes parâmetros são valores iniciais de uma variável de estado. Por exemplo, no modelo de Cam Clay com estrutura $p'_{y,i}$ é uma tensão pre-adensamento inicial para o solo no estado natural, o que muda quando o estado de tensões excede este valor. No modelo Subloading Cam Clay o parâmetro ρ é um valor inicial que varia de acordo com a mudança do estado de tensões. Por último, no modelo Hipoplástico com estrutura o parâmetros s é a estrutura do modelo, que diminui com o aumento do estado de tensões.
3. O modelo Cam Clay com estrutura ignora a anisotropia de tensões que apresenta no solo quando é sujeito a um estado de compressão e extensão. Os modelos Subloading Cam Clay e Hipoplástico tem em conta esta anisotropia por meio dos critérios de ruptura incorporados (critério Argyris-Sheng e Matsuoka-Nakai), logo apresentam menor resistência do solo quando este é submetido a extensão.
4. O modelo Subloading Cam Clay conta com uma regra de fluxo associada, e isto pode ser uma desvantagem do modelo já que observações experimentais evidenciam uma relação entre os incrementos de deformação plástica desviadora e a deformação plástica volumétrica menores que os presentes em amostras reconstituídas, como é previsto no Cam Clay Modificado (Liu & Carter, 2006). O modelo Cam Clay com estrutura já tem uma regra de fluxo não associada por meio de uma superfície de potencial plástico diferente da superfície de plastificação, como se apresenta na Equação 5.4. No modelo Hipoplástico se tem uma regra de fluxo não associada ao não se ter uma direção do fluxo perpendicular à superfície de potencial plástico e fluxo, como se mostra na Equação 2.68.

Capítulo 6

COMPARAÇÃO E AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO DO DF COM MODELOS CONSTITUTIVOS

Um dos principais objetivos desta pesquisa é o de simular o comportamento mecânico do solo encontrado no campo experimental. Isso foi feito através da simulação de ensaios de laboratório elementares com diferentes modelos constitutivos com estrutura (Cam Clay com estrutura, Hipoplasticidade e Subloading Cam Clay). Posteriormente, pretende-se escolher um modelo constitutivo e realizar as modelagens de elementos finitos das provas de carga para este geomaterial (solo) e observar a capacidade do mesmo fornecer resultados que são mais coerentes com a realidade. A seguir estão apresentados os resultados provenientes dessas simulações feitas dos ensaios realizados no capítulo 3.

6.1 COMPRESSÕES TRIAXIAIS

Dos modelos constitutivos implementados no capítulo anterior, realizaram-se simulações de adensamento anisotrópico por meio do programa incrementalDriver. Este é um programa para testar as sub-rotinas dos modelos constitutivos para o programa Abaqus, as quais podem ser escritas em Fortran, Fortran 90 (umat.f), C ou C++ (umat.c) (nesta pesquisa as sub-rotinas estão escritas na linguagem de programação Fortran). Este programa simula as trajetórias de tensões ou deformações como se fosse um modelo de elementos finitos de um só ponto.

Foram feitas quatro simulações de adensamento anisotrópico com relações de $\eta = q/p = 0.0$ 0.3 0.5 e $0.0 - 0.5$, por cada modelo. Na Figura 6.1, mostram-se as trajetórias de tensões simulada para cada ensaio por meio do programa *incrementalDriver*.

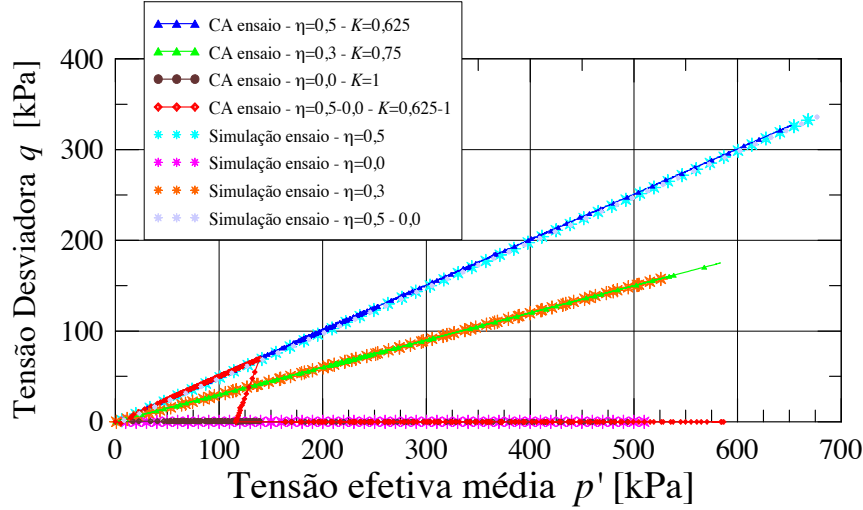


Figura 6.1: Trajetórias de tensões de compressão simuladas

Inicialmente, simulou-se o ensaio de adensamento com a relação de tensões de $\eta=0.5$. Nas Figuras 6.2 a 6.4, temos os resultados obtidos das simulações com cada um dos três modelos nos planos de tensão efetiva média, índice de vazios, deformação volumétrica e tempo. As trajetórias de tensões simulada já foram apresentadas na Figura 6.1. Para obter estes resultados as simulações foram feitas seguindo os mesmos passos nos ensaios de laboratório. Neste caso durante o ensaio foram feitas trocas de velocidades de $\dot{s} = 0,01$ mm/min (velocidade de referência) a $\dot{s} = 0,001$ mm/min (velocidade de troca) as quais tem uma relação de dez como foi proposto no trabalho apresentado por Leinenkugel (1976). A primeira troca de velocidade por uma velocidade dez vezes menor foi a uma tensão efetiva média de 80 kPa até uma tensão de 95 kPa. Posteriormente aumentou-se a velocidade de deslocamento do pistão à velocidade de referência até uma tensão de 180 kPa aí diminuindo-se a velocidade até uma tensão de 250 kPa, e por último, voltou-se à velocidade de referência até o fim do ensaio. O mesmo foi feito nas simulações apresentadas nas Figuras 6.2b, 6.3b e 6.4b, no entanto, as trocas de velocidade foram simuladas com um tempo dez vezes maior para a velocidade menor. Por último, nas Figuras 6.2c, 6.3c e 6.4c são apresentadas as comparações da deformação volumétrica e o tempo, a qual mostra que a uma maior velocidade obtém-se uma maior deformação no tempo, e isso também foi feito nas simulações realizadas.

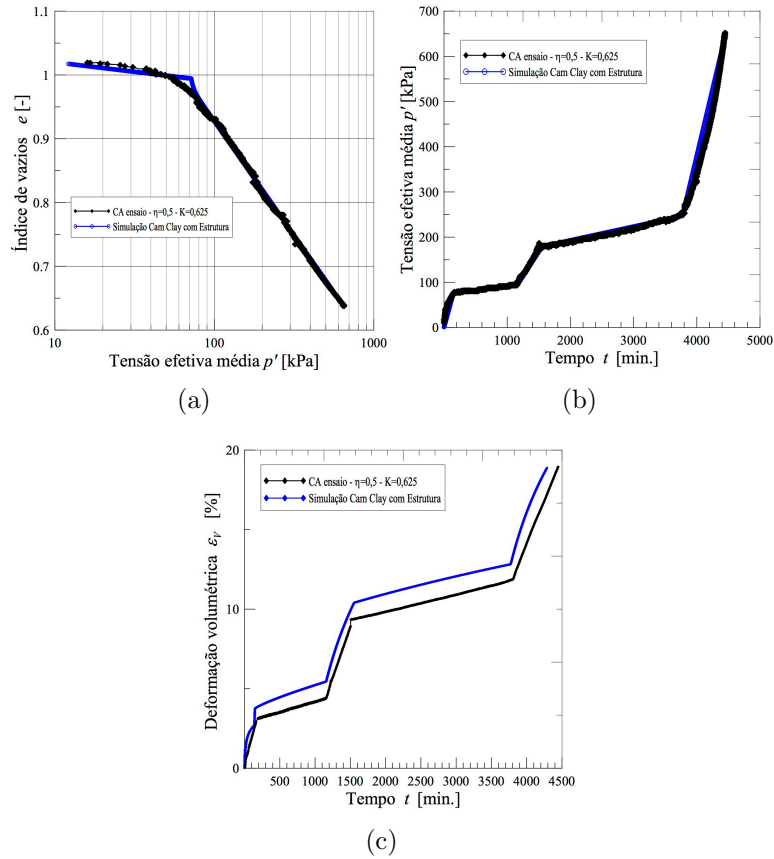


Figura 6.2: Simulação de Cam Clay com estrutura para uma compressão com $\eta=0,5$

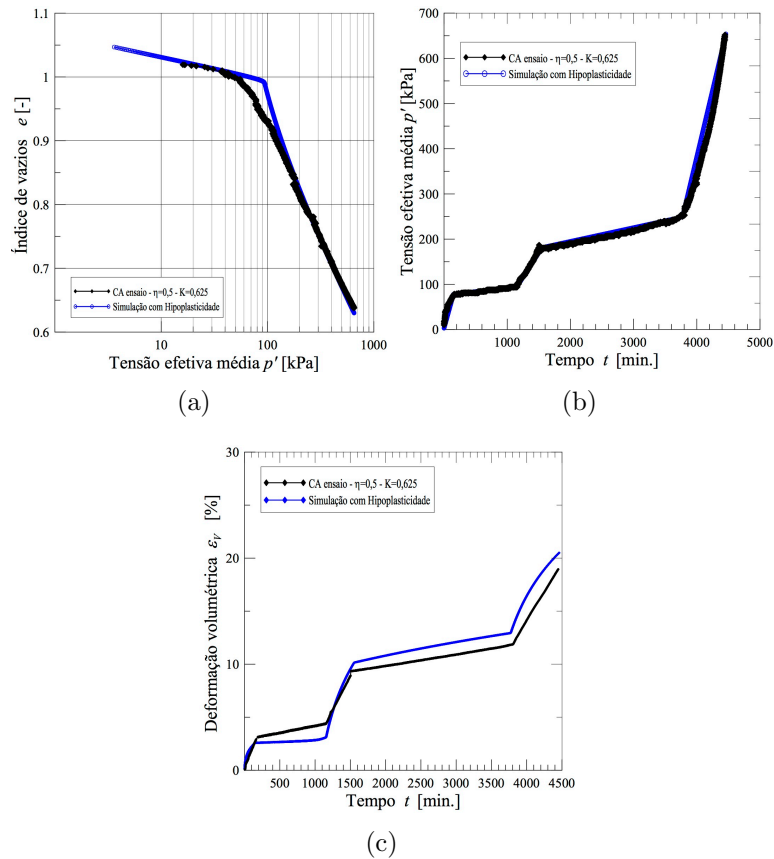


Figura 6.3: Simulação de Hipoplasticidade com estrutura para uma compressão com $\eta=0,5$

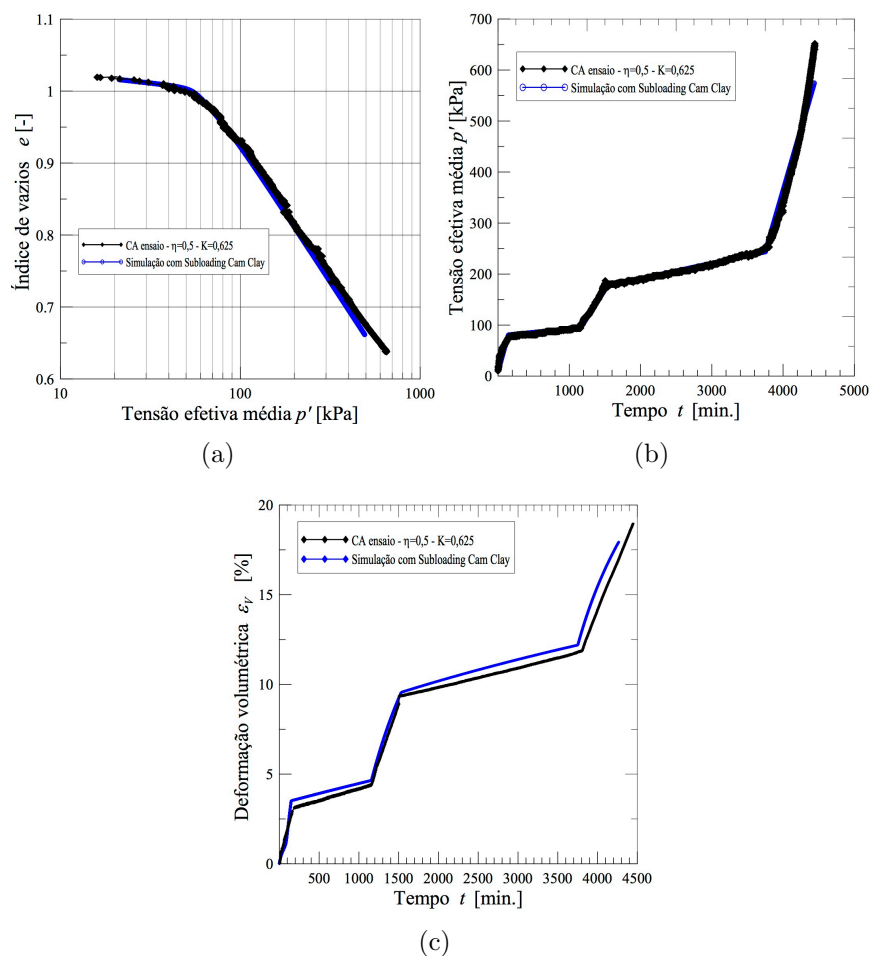


Figura 6.4: Simulação de Subloading Cam Clay para uma compressão com $\eta=0,5$

Por último, na Figura 6.5, realizou-se uma comparação das simulações feitas com os três modelos constitutivos (Cam Clay com estrutura, Hipoplasticidade e Subloading Cam Clay). Pode-se observar que o modelo Cam Clay com estrutura é o modelo que apresenta uma mudança brusca do comportamento de um estado estruturado a um estado desestruturado. O modelo Subloading Cam Clay foi o modelo que apresentou uma transição mais suave do estado estruturado ao estado desestruturado e o modelo Hipoplástico apresenta um ponto intermediário ao dos modelos anteriormente apresentados. Também observou-se que os três modelos apresentam um comportamento similar quando na linha de normal adensamento. As três simulações foram feitas com base no tempo e na tensão efetiva média e por isto as três curvas tem um comportamento quase igual (Figura 6.5 b). As deformações volumétricas apresentadas pelos três modelos no tempo (Figura 6.5 c) tem uma tendência igual, logo os valores quantitativos não são iguais, já que nenhuma tem o mesmo valor de pré-adensamento (Figura 6.5 a).

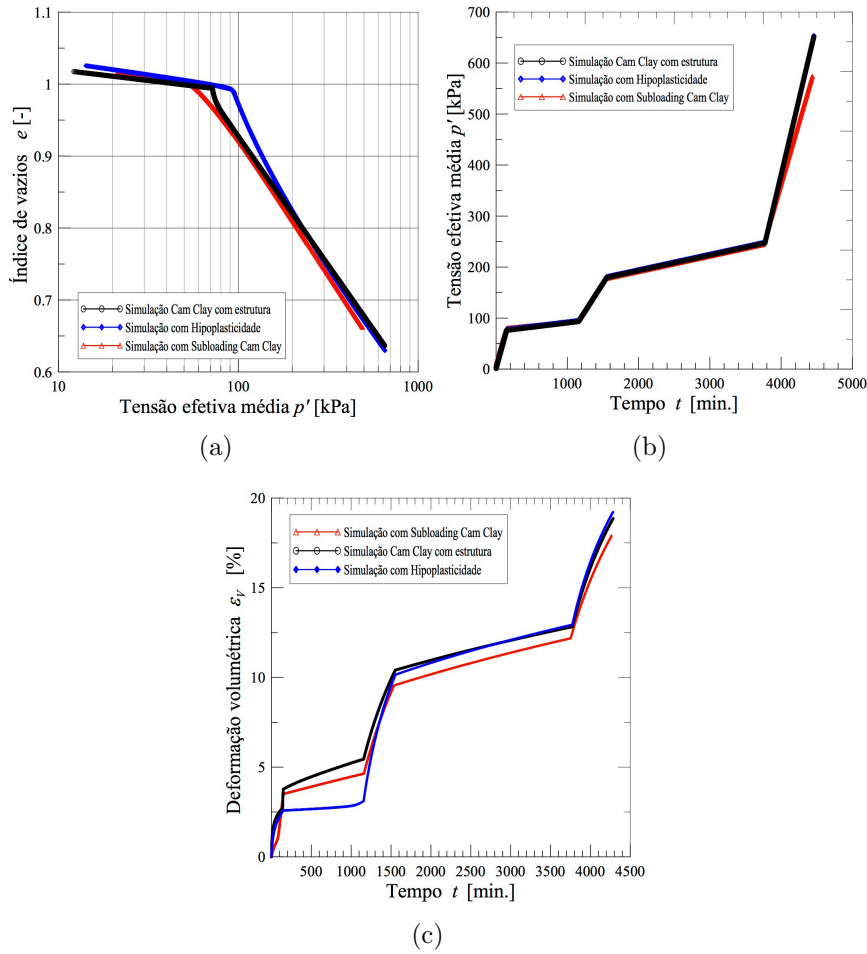


Figura 6.5: Comparação de Simulações feitas para uma compressão com $\eta=0,5$

Foi feita a simulação do ensaio adensado com uma relação de tensões de $\eta=0.3$ apresentado na seção 3.3.2.1. Esse ensaio foi realizado com uma velocidade constante de deslocamento vertical de $\dot{s} = 0,02$ mm/min, e durante o ensaio foi realizada uma relaxação a uma tensão efetiva média de 220 kPa por 1200 minutos, que foi o tempo onde a diminuição da tensão estabilizou. Nas Figuras 6.6b, 6.7b e 6.8b, apresentam-se as simulações feitas para recriar o mesmo efeito da relaxação plotado no gráfico de tensão efetiva média versus tempo. Posteriormente, continuou-se o carregamento à mesma velocidade de deslocamento até uma tensão efetiva de 550 kPa, onde foi feito um descarregamento a 5 kPa e carregou-se até 580 kPa, chegando ao fim do ensaio. Nas Figuras 6.6a, 6.7a, e 6.8a apresentam-se as simulações feita no plano de tensão efetiva média contra o índice de vazios, e destas simulações obtêm-se que nenhum dos modelos realiza o *loop* apresentado no solo sob as condições de descarregamento e carregamento realizadas no ensaio de laboratório. Outro resultado importante foi que nenhum dos modelos implementados pode representar o efeito da perda de tensão no tempo com uma deformação constante (relaxação).

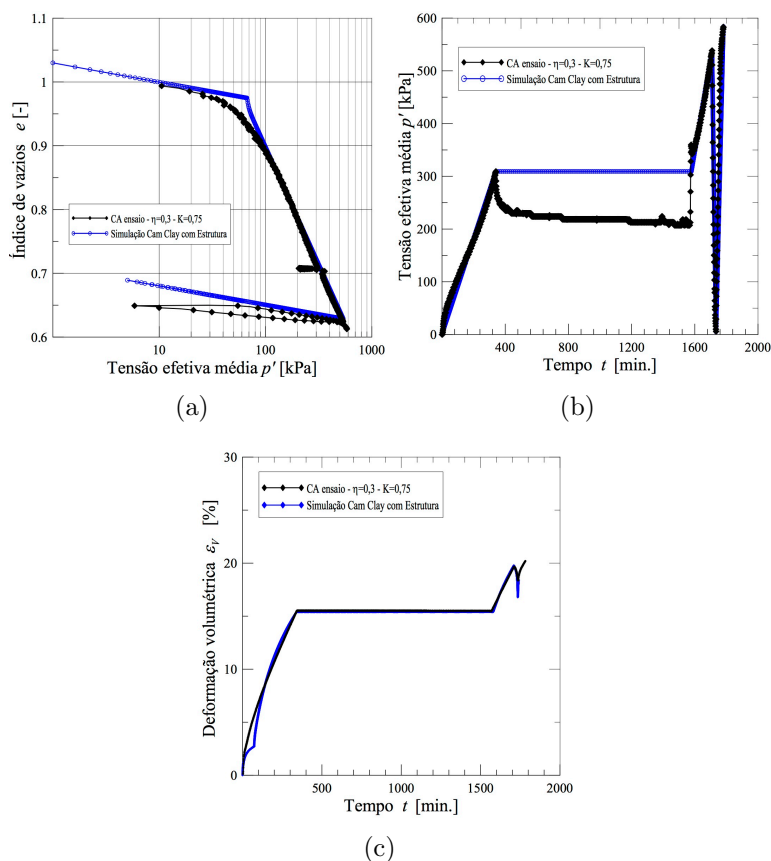


Figura 6.6: Simulação de Cam Clay com estrutura para uma compressão com $\eta=0,3$

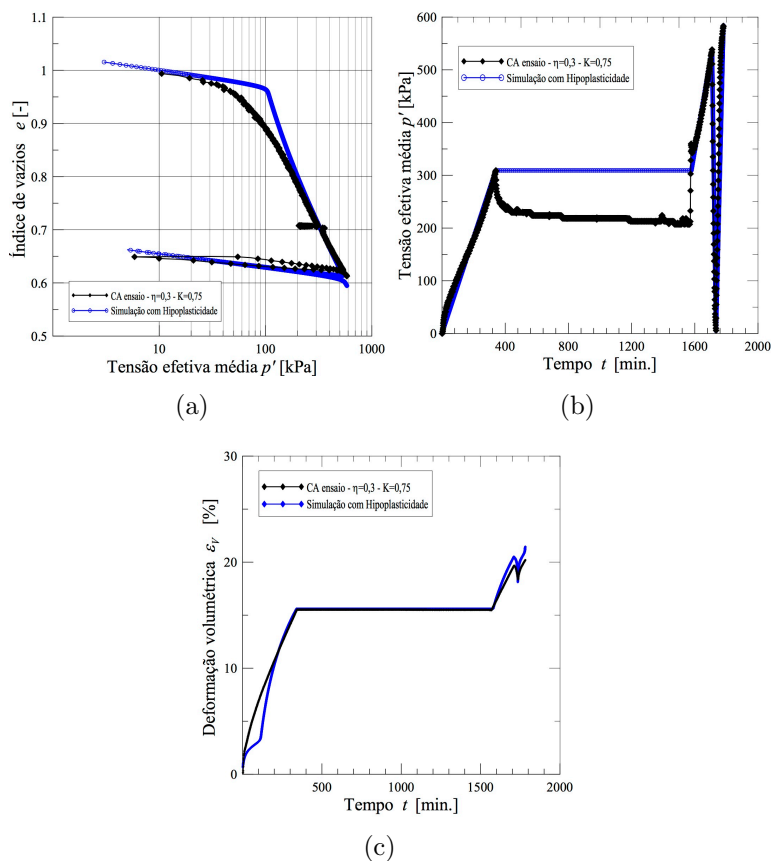


Figura 6.7: Simulação de Hipoplásticidade com estrutura para uma compressão com $\eta=0,3$

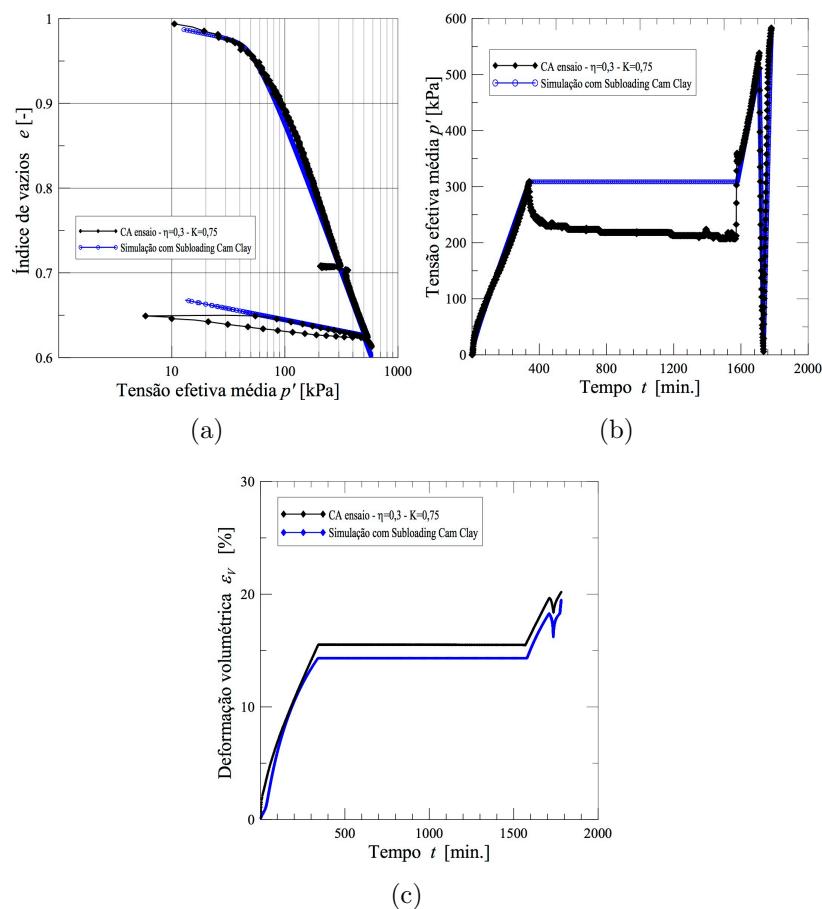


Figura 6.8: Simulação de Subloading Cam Clay para uma compressão com $\eta=0,3$

Na Figura 6.9 tem-se a comparação entre as simulações feitas com os modelos constitutivos escolhidos (Cam Clay com estrutura, Hipoplasticidade e Subloading Cam Clay). Dessa comparação observou-se que as três simulações chegam à mesma linha de normal adensamento e da inclinação de descarregamento. A Figura 6.9c mostra que a deformação volumétrica foi mantida no tempo da simulação sem que fossem apresentadas trocas na tensão efetiva média (Figura 6.9b), ou seja, não foi representado pelos modelos o efeito do relaxamento. Ademais, as deformações volumétricas geradas com os modelos constitutivos têm as mesmas tendências no tempo como mostra a Figura 6.9b. O modelo que apresentou um passo mais suave do estado estruturado ao desestruturado foi o modelo Subloading Cam Clay, embora este foi o modelo que chegou por último à linha de normal adensamento e a simulação com esse modelo mostrou menor deformação volumétrica que as outras duas simulações. Conseguiu-se ter as mesmas simulações dos tempos com as tensões efetivas médias nas três simulações, como se mostra na Figura 6.9b. Nenhuma das simulações feitas foi capaz de captar o *loop* (Figuras 6.6a) obtido no ensaio realizado, como se apresenta na Figura 6.9a, o qual pode ser importante no comportamento do material a cargas cíclicas.

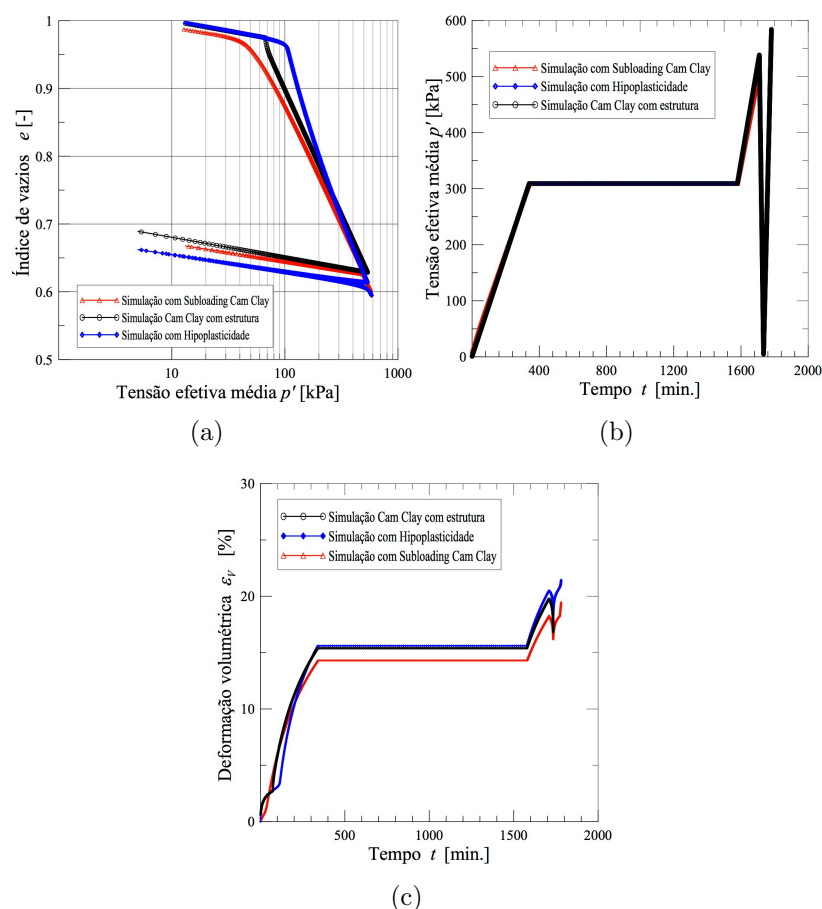


Figura 6.9: Comparação de Simulações feitas para uma compressão com $\eta=0,3$

Também foram feitas simulações com os três modelos constitutivos do ensaio com a troca de relação de tensões de $\eta=0.5$ a $\eta=0.0$. Na Figura 6.10 apresenta-se a simulação realizada com o modelo Cam Clay com estrutura nos planos tensão efetiva média, índice de vazios, deformação volumétrica e tempo. Desta simulação foi observada a capacidade do modelo de captar a troca da tensão de pré-adensamento apresentado no solo com a troca da trajetória de tensões, embora a previsão qualitativa e quantitativa das deformações volumétricas no tempo não represente o comportamento encontrado no ensaio, como mostra a Figura 6.10c. O mesmo é observado na previsão respeito à tensão efetiva média no tempo (Figura 6.10b). A simulação feita com o modelo Hipoplástico é apresentada na Figura 6.11. Dessa simulação observou-se a falta de acurácia do modelo na troca da tensão de pré-adensamento com a troca da trajetória de tensões em comparação ao ensaios, como é apresentado na Figura 6.11a, e de igual forma ocorre na previsão da deformação volumétrica e da tensão efetiva média no tempo. A simulação realizada com o modelo Subloading Cam Clay é apresentada na Figura 6.12. Esta mostra uma acurácia igual à do modelo Cam Clay com estrutura, em relação a troca do caminho de tensões.

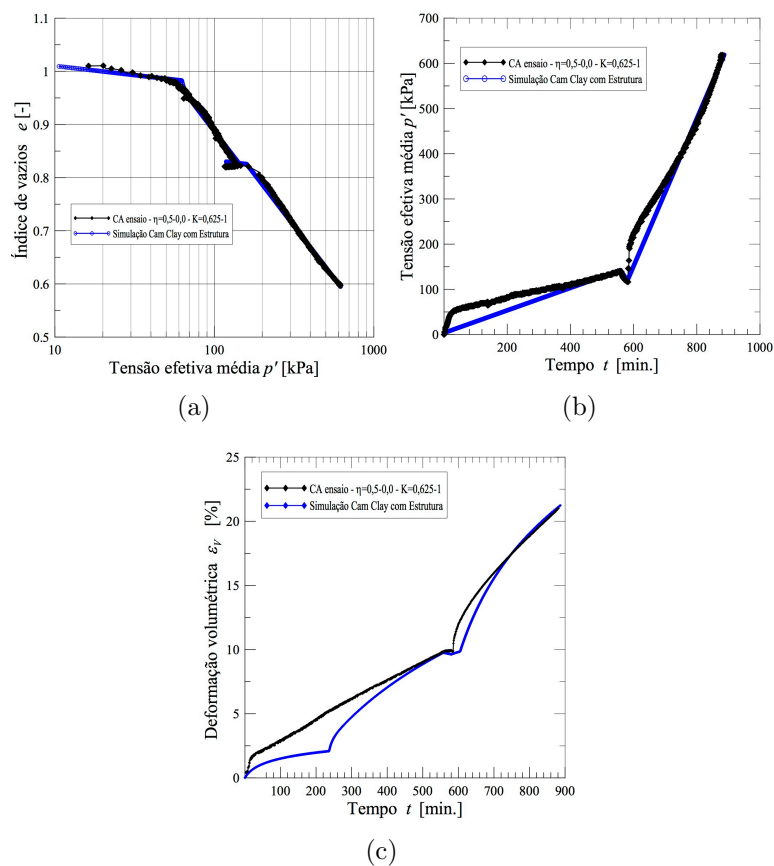


Figura 6.10: Simulação de Cam Clay com estrutura para uma compressão com $\eta=0,5 - 0,0$

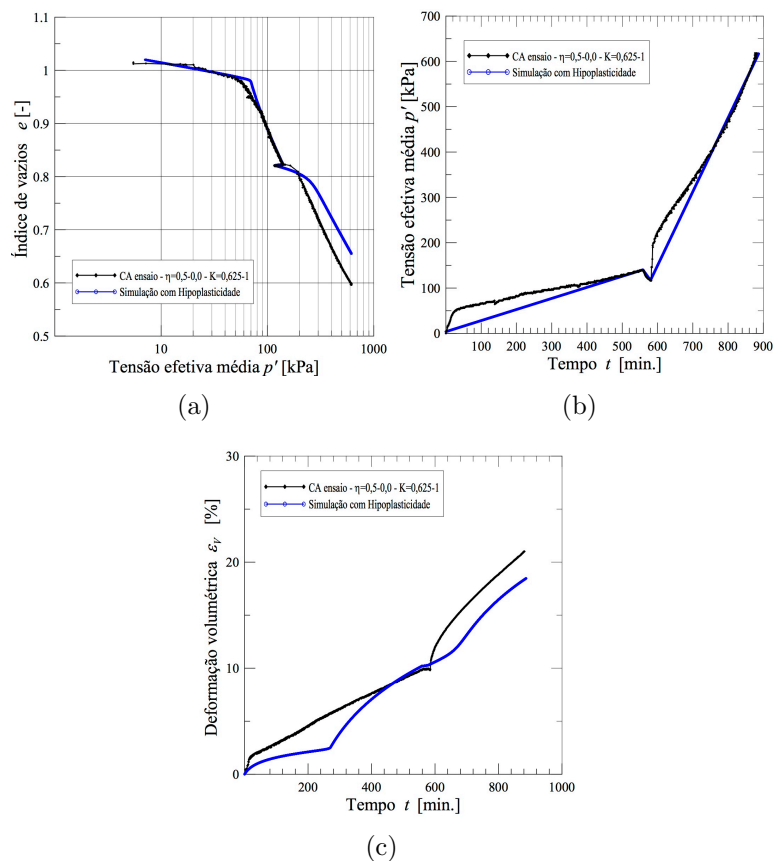


Figura 6.11: Simulação de Hipoplasticidade com estrutura para uma compressão com $\eta=0,5 - 0,0$

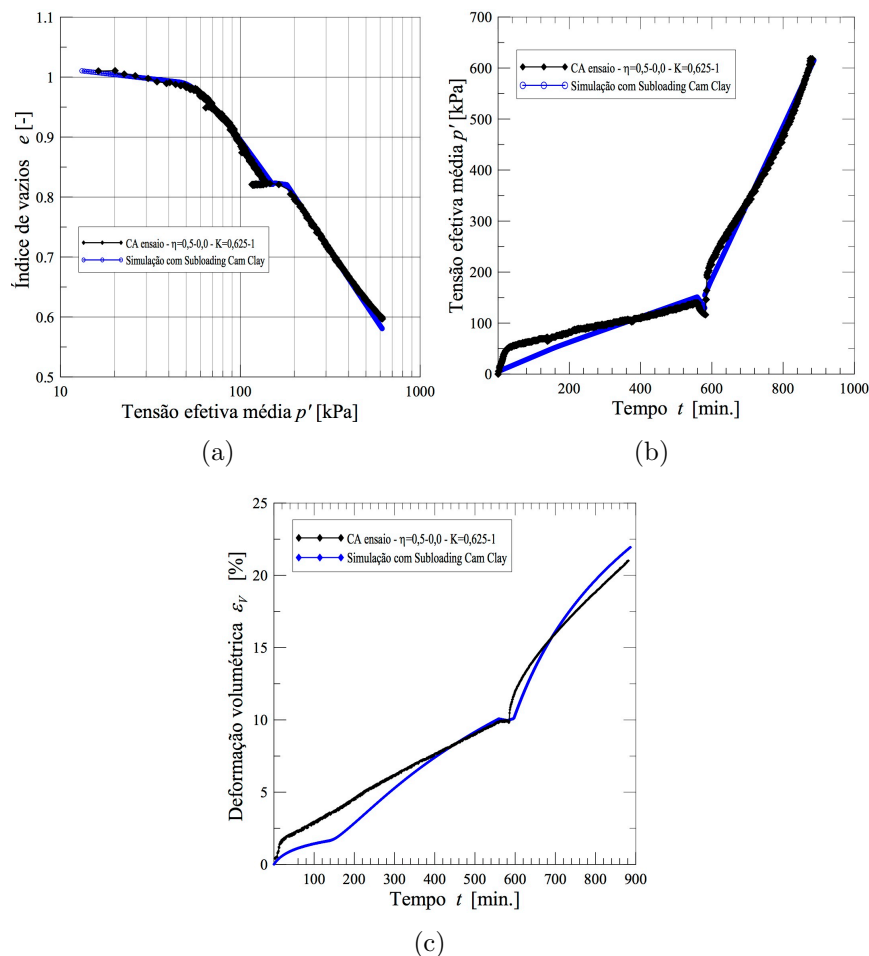


Figura 6.12: Simulação de Subloading Cam Clay para uma compressão com $\eta=0,5 - 0,0$

Na comparação dos modelos apresentada na Figura 6.13a tem-se um comportamento similar nos modelos Cam Clay com estrutura e Subloading Cam Clay nas linhas de normal adensamento com a troca do caminho de tensões, e isso ocorre por que os dois modelos têm a mesma superfície de plastificação, o qual não acontece com o modelo Hipoplástico que não tem uma superfície de plastificação definida. A comparação feita do tempo e da tensão efetiva média é apresentada na Figura 6.13b, que mostra um comportamento similar dos três modelos implementados. O comportamento das deformações volumétricas no tempo apresenta uma diferença nos modelos implementados, ocorrendo diferentes “quebras” das curvas de adensamento do estado estruturado ao desestruturado, no começo das mesmas. Depois da troca de tensões temos uma deformação volumétrica quase igual a dos modelos Cam Clay com estrutura e Subloading Cam Clay e uma diferença importante com o modelo Hipoplástico, que se deve à diferença de tensões de pré-adensamento apresentadas na Figura 6.13a. Esta diferença levou a uma deformação volumétrica menor com o modelo Hipoplástico.

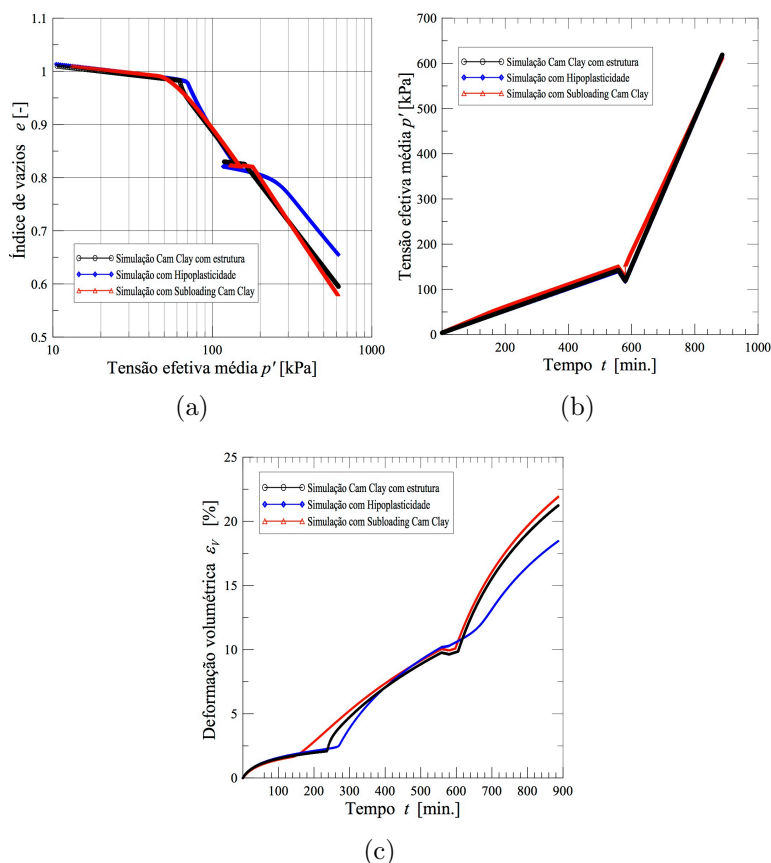


Figura 6.13: Comparação de Simulações feitas para uma compressão com $\eta=0,5 - 0,0$

Foi simulado um ensaio de adensamento com a relação de tensões de $\eta=0.0$. Neste caso utilizou-se de uma velocidade constante de deslocamento vertical de $\dot{s} = 0,02$ mm/min até uma tensão efetiva média de 490 kPa por 305 minutos. Na Figura 6.14 apresenta-se a simulação feita com o modelo Cam Clay com estrutura nos planos de índice de vazios, tensão efetiva média, deformação volumétrica e tempo. O mesmo foi feito nas Figuras 6.15 e 6.16 onde se apresentam as simulações realizadas com Hipoplasticidade e Subloading Cam Clay, onde foi simulado um ensaio de tensão controlada no tempo, como apresentado nas Figuras 6.14b, 6.15b e 6.16b

Na Figura 6.17, apresentam-se os resultados obtidos das simulações com cada um dos três modelos. Da Figura 6.17a observou-se que os três modelos apresentam parâmetros de inclinação comparáveis nas partes de normal adensamento e recompressão. As três simulações fizeram-se com os mesmos tempos, mas chegou-se a valores de tensão efetiva média diferentes (Figura 6.17b). Os três modelos apresentam um comportamento similar das trajetórias de deformação volumétrica e tempo, como apresentadas na Figura 6.17c.

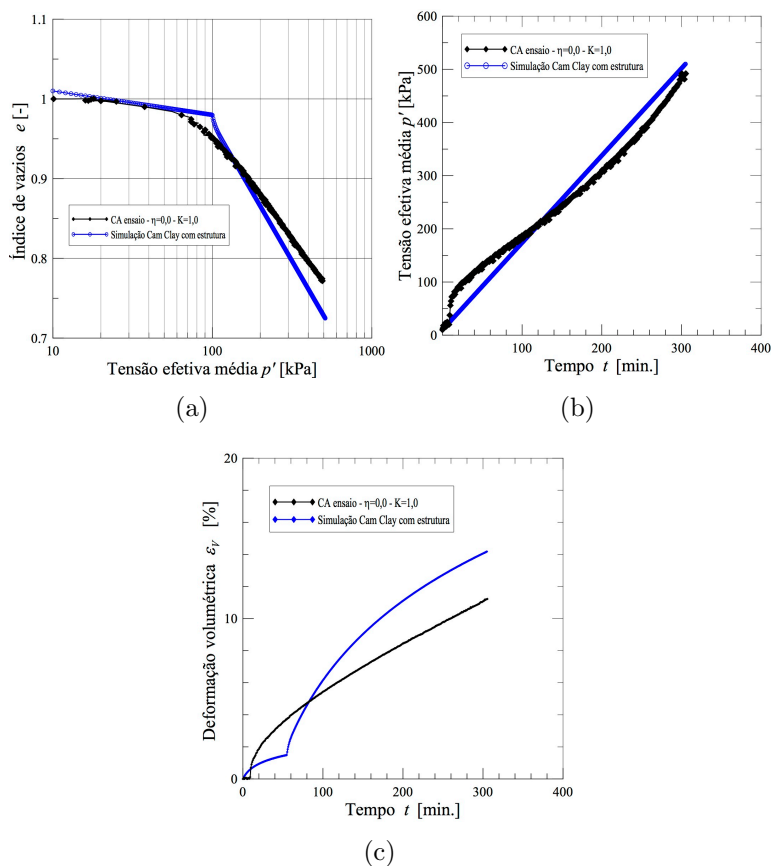


Figura 6.14: Simulação de Cam Clay com estrutura para uma compressão com $\eta=0,0$

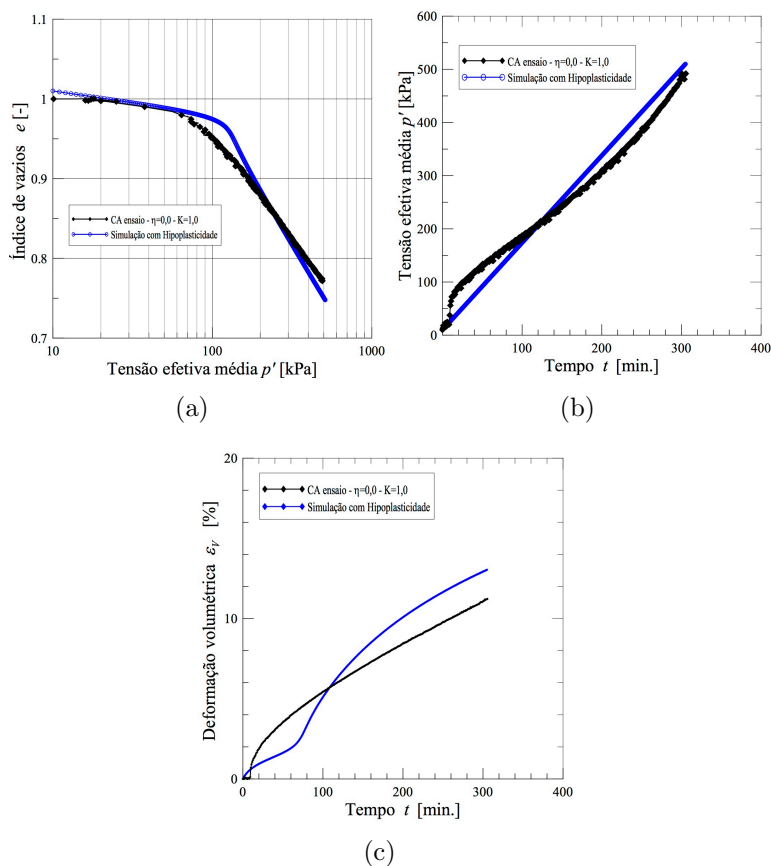


Figura 6.15: Simulação de Hipoplásticidade com estrutura para uma compressão com $\eta=0,0$

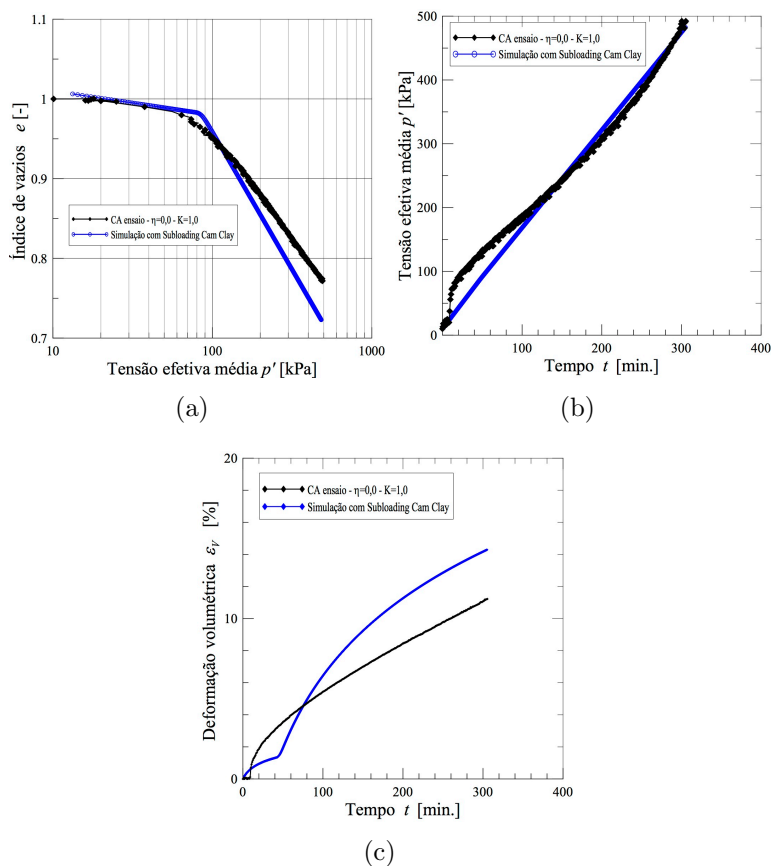


Figura 6.16: Simulação de Subloading Cam Clay para uma compressão com $\eta=0,0$

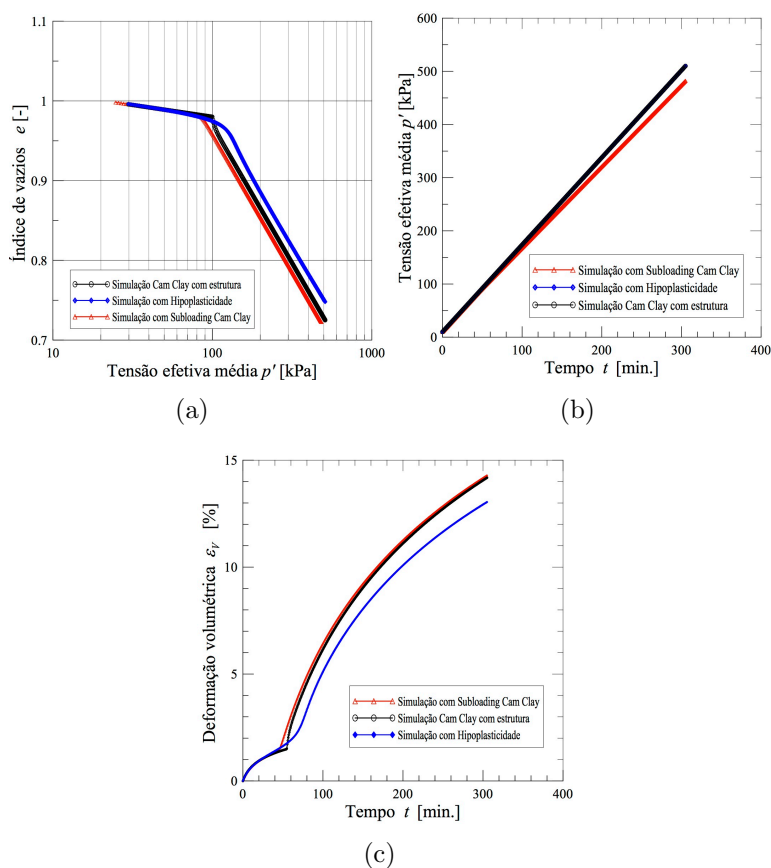


Figura 6.17: Comparação de Simulações feitas para uma compressão com $\eta=0,0$

6.2 ENSAIOS TRIAXIAIS

Os primeiros três ensaios triaxiais a pressões efetivas de confinamento de 110 kPa , 200 kPa e 300 kPa , foram realizados sob uma tensão cisalhante não drenada. Os outros três ensaios são simulados com as mesmas pressões de confinamento, mas com a geração da tensão cisalhante de forma drenada. Nestas simulações foram adotados os parâmetros de compressão encontrados nas simulações dos ensaios de adensamento, os quais são apresentados nas conclusões deste capítulo.

As primeiras simulações foram feitas com o modelo Cam Clay com estrutura. As trajetórias de tensões obtidas estão na Figura 6.18 e as curvas de tensão deformação são apresentadas nas Figuras 6.19a e 6.19b para as condições drenadas e não drenadas dos ensaios.

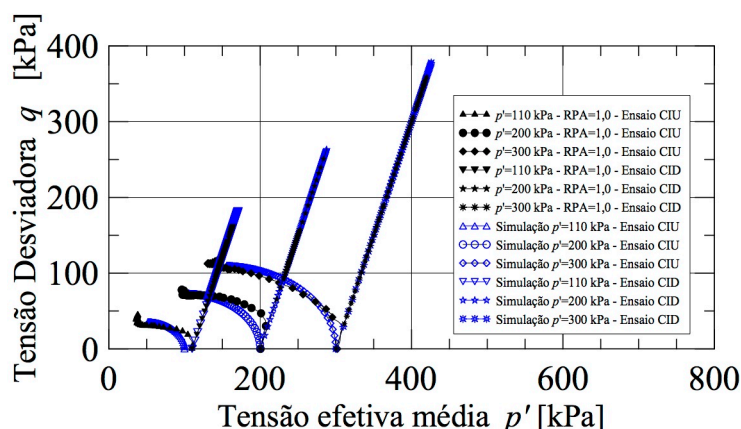


Figura 6.18: Trajetórias de tensões de cisalhamento utilizando o modelo cam clay com estrutura e ensaios laboratoriais

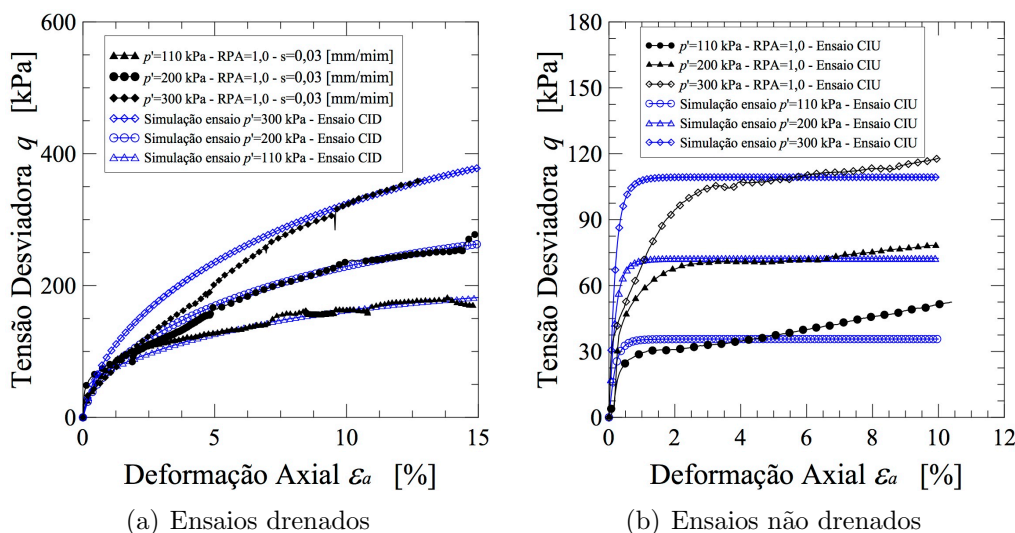


Figura 6.19: Simulações de cisalhamentos utilizando o modelo cam clay com estrutura e experimental

Na Figura 6.20 temos uma comparação das trajetórias obtidas das simulações com o modelo Hipoplástico e os ensaios feitos no plano de tensões p e q . Com estas tensões em condições drenadas e não drenadas são obtidas as curvas de tensão deformação apresentadas nas Figuras 6.21a e 6.21b. Por outra parte nessas simulações não se levou em conta a influência do tempo, já que, como foi apresentado anteriormente, este não tem um efeito importante no solo do Distrito Federal.

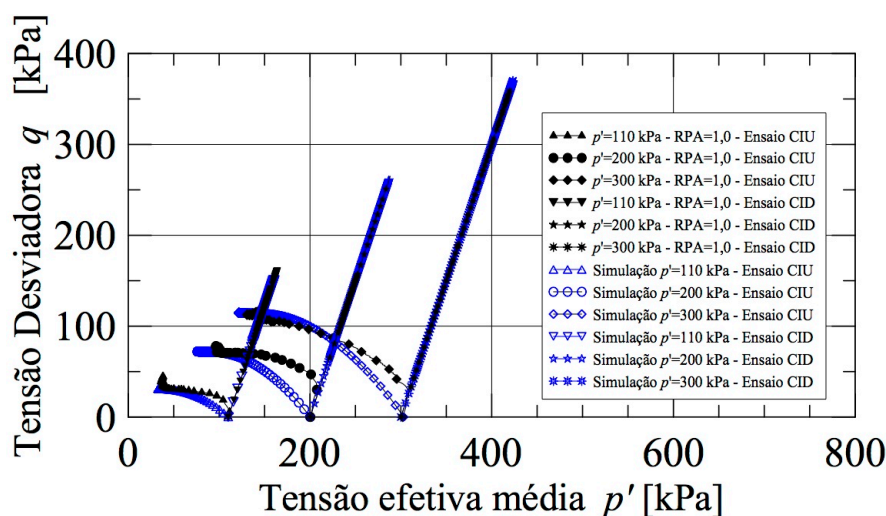


Figura 6.20: Trajetórias de tensões de cisalhamento utilizando o modelo hipoplástico com estrutura e ensaios laboratoriais

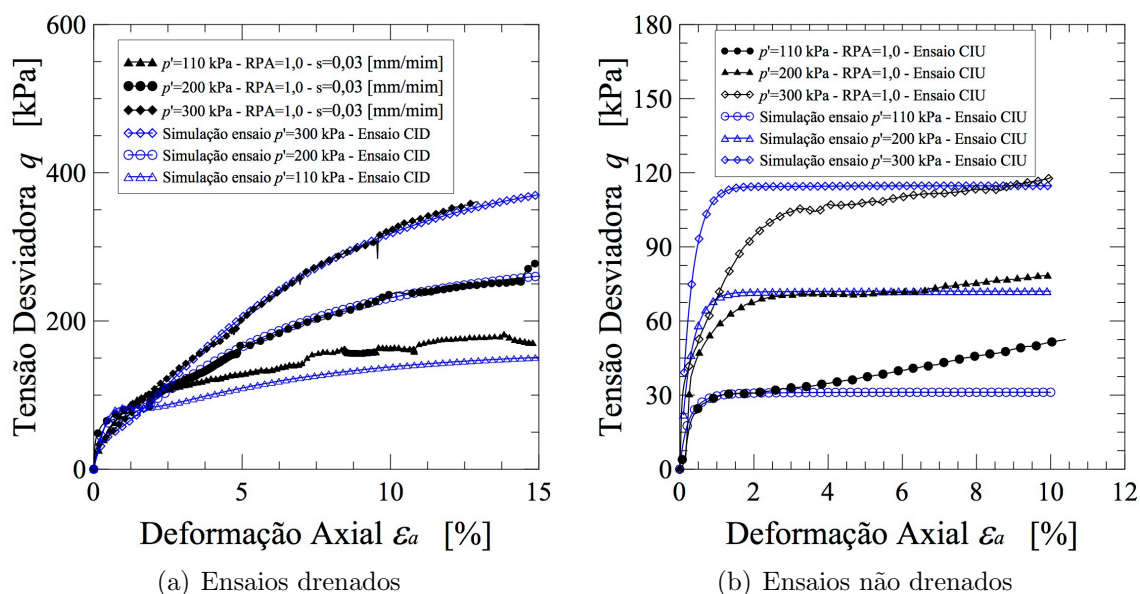


Figura 6.21: Simulações de cisalhamentos utilizando o modelo hipoplástico com estrutura e ensaios laboratoriais

As simulações feitas com o modelo Subloading Cam Clay foram realizadas com deformações controladas e com velocidade de deformação vertical constante, já que o ensaio de laboratório foi feito da mesma forma. Na Figura 6.22 mostram-se as trajetórias de tensões obtidas das simulações no plano de tensões p e q . Como complemento, nas Figuras 6.23a e 6.23b mostram-se as curvas de tensão deformação apresentadas em condições drenadas e não drenadas.

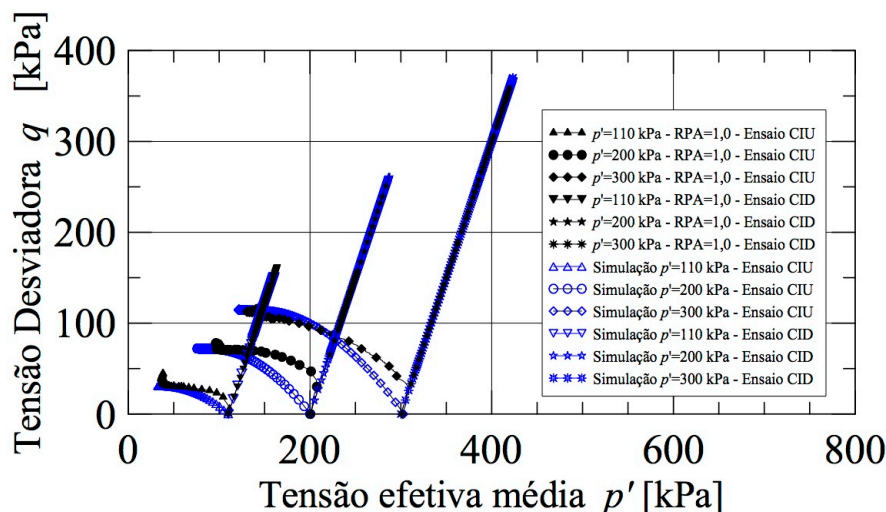


Figura 6.22: Trajetórias de tensões de cisalhamento utilizando o modelo Subloading Cam Clay e ensaios laboratoriais

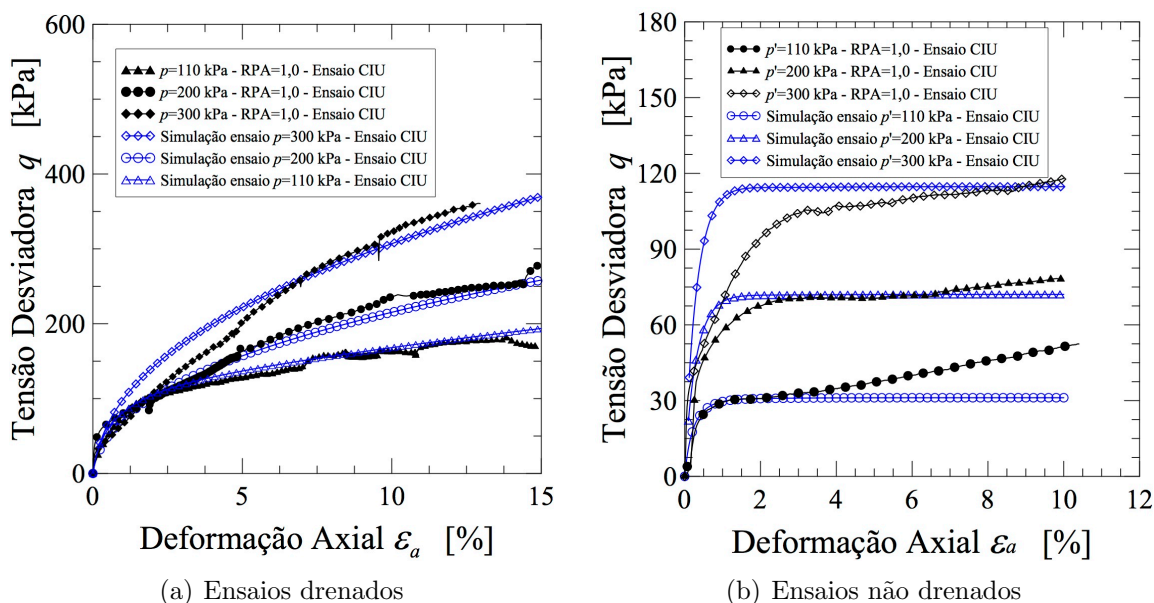


Figura 6.23: Simulações triaxiais com Subloading Cam Clay

A comparação das simulações feitas com os três modelos é apresentada na Figura 6.24 com as trajetórias de tensões obtidas, e nas Figuras 6.25a e 6.25b com as curvas de

tensão deformação. Dessa comparação observou-se que nenhum dos modelos foi capaz de representar ligeiramente as trajetórias de tensões não drenadas (Figuras 6.19b, 6.21b e 6.23b), embora os três modelos descrevam trajetórias de tensões próximas. Quanto às trajetórias de tensão deformação se observou uma melhor acurácia das simulações feitas em condições drenadas para descrever o comportamento do solo. As simulações feitas em condições não drenadas só tem a capacidade que captar a rigidez apresentada no início do ensaio e não descrevem o comportamento qualitativo do comportamento solo.

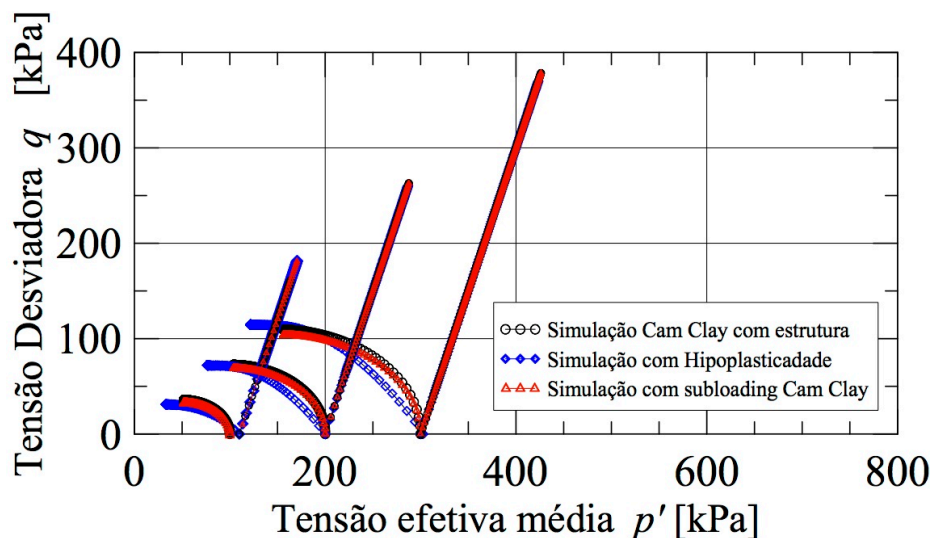


Figura 6.24: Comparação das trajetórias de tensões de cisalhamento simuladas com os modelos constitutivos

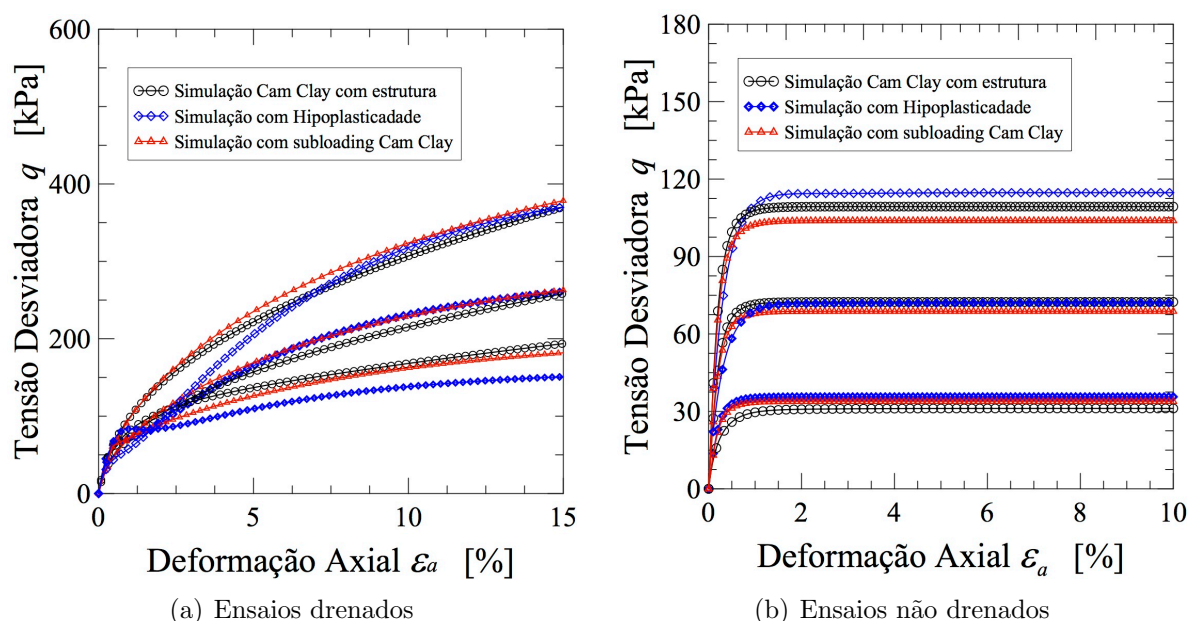


Figura 6.25: Comparação de simulações triaxiais com os modelos constitutivos implementados

6.3 PARÂMETROS

Na Tabela 6.1 são apresentados os parâmetros obtidos das simulações realizadas a partir dos ensaios de laboratório, executados nesta pesquisa. Estes parâmetros foram os mesmos para simular todos os ensaios realizados. Os parâmetros obtidos são concordantes com aqueles encontrados na caracterização realizada nos ensaios de campo (Tabelas 3.6).

Tabela 6.1: Parâmetros obtidos a partir dos ensaios

Modelo	Parâmetro	Símbolo	Valor obtido	Observação
Cam Clay com estrutura (SCC)	Inclinação do adensamento na recompressão	κ	0,0136	Intrínseco ¹
	Inclinação do adensamento normal	λ	0,164	Intrínseco ¹
	Tensão de pré-adensamento estruturada	$P_{y,i}$	80,0	Estrutura ²
	Inclinação de η no estado crítico	M_c	1,45	Intrínseco ¹
	Coefficiente de Poisson	μ	0,25	Intrínseco ¹
	Taxa de perda de estrutura	b	30,0	Estrutura ²
	Parâmetro da lei de fluxo	ω	3,33	Estrutura ²
	Índice pela estrutura	Δe	0,15	Estrutura ²
Hipoplasticidade com estrutura (SHP)	Inclinação do adensamento na recompressão	κ^*	0,0022	Intrínseco ¹
	Inclinação do adensamento normal	λ^*	0,060	Intrínseco ¹
	Índice de vazios para $p = 1\text{kPa}$	N	2,134	Intrínseco ¹
	Ângulo de η no estado crítico	φ_c	31,0	Intrínseco ¹
	Relação de rigidez	r	0,4	Intrínseco ¹
	Estrutura do solo	s	1,75	Estrutura ²
	Fator das deformações cisalhantes	A	0,4	Estrutura ²
Cam Clay com Subloading (SLCC)	Degradação da estrutura	k	2,5	Estrutura ²
	Inclinação do adensamento na recompressão	κ	0,0115	Intrínseco ¹
	Inclinação do adensamento normal	λ	0,015	Intrínseco ¹
	Índice de vazios para $p = 1\text{kPa}$	N	2,03	Intrínseco ¹
	Ângulo de η no estado crítico	φ_c	30,4	Intrínseco ¹
	Coefficiente de Poisson	μ	0,25	Intrínseco ¹
	Taxa de estrutura	b^{sy}	50,0	Estrutura ²
	Taxa de decaimento da flexibilidade	c^{sy}	1200,0	Estrutura ²

¹ Parâmetros provenientes do modelo inicial

² Novos parâmetros por estrutura do solo

6.4 CONCLUSÕES CONSIDERANDO OS MODELOS CONSTITUTIVOS IMPLEMENTADOS

Neste capítulo apresentou-se a implementação de três modelos constitutivos com estrutura para o programa de elementos finitos ABAQUS. Destas implementações foram obtidas varias características dos modelos que servem para se saber quais são as vantagens e desvantagens de cada um.

Apesar de terem sido feitas as simulações levando o tempo de realização do ensaio, não se observam diferenças grandes nas curvas das simulações obtidas com a troca de velocidade. Isto ocorre porque os modelos usados não levam em conta os efeitos viscosos do solo. Na atualidade diversos modelos tem o efeito da velocidade no solo, entre os

quais estão o modelo viscohipoplástico proposto por Niemunis (2003) e o modelo T_{ij} proposto por Nakai et al. (2011), entre outros. Por outro lado nas Figuras 6.2a, 6.3a e 6.4a observa-se que a troca das velocidades não tem um efeito importante no comportamento de compressão do solo do DF.

Além disto, nenhum dos modelos implementados pode capturar o efeito da perda de tensão efetiva média no tempo (relaxamento). Isto é devido à falta de uma regra de decaimento da tensão no tempo nos modelos, já que nenhum destes tem em conta a influência do tempo.

Finalmente se observa que nenhum dos modelos pode representar o endurecimento obtido nos ensaios de cisalhamento não drenado.

A partir das simulações realizadas para os ensaios de adensamento, observou-se que o modelo Subloading Cam Clay apresenta uma transição menos rígida da mudança entre o comportamento sobreadensado e o normalmente adensado. Nas simulações triaxiais o modelo hipoplástico apresentou um melhor comportamento ao cisalhamento drenado. Estes resultados são apresentados basicamente por meio dos ensaios realizados no solo do campo experimental, como anteriormente observado nas Figuras 6.4a, 6.8a, 6.12a e 6.25a. Por conseguinte estes dois modelos são aqueles que melhor representam o comportamento do solo estruturado do campo experimental. Entretanto, devido à facilidade da implementação numérica e de uma boa acurácia, optou-se nesta tese pelo uso do modelo Hipoplástico nas simulações posteriores a serem efetuadas em elementos finitos.

Capítulo 7

SIMULAÇÕES EM ELEMENTOS FINITOS

Apresenta-se a metodologia utilizada para a realização dos modelos de elementos finitos, no programa Abaqus, simulando os grupos de estacas das provas de carga realizadas no campo experimental, com e sem suporte da placa. Ademais, apresentam-se os resultados das simulações obtidas dos radier estaqueados, com os mecanismos de tensões e deslocamentos para os modelos constitutivos utilizados, comparado-as com os dados experimentais do campo experimental. Isto é realizado para observar se as simulações conseguem descrever o comportamento do solo do Distrito Federal, e dentre estas, saber se os modelos adaptam-se às características do solo. Para tanto, observa-se a acurácia dos parâmetros obtidos, por meio de uma retro-análise dos ensaios de campo realizados no campo experimental.

7.1 GEOMETRIA

A parametrização dos modelos foi realizada em função do comprimento e do diâmetro da estaca, colocando-se uma profundidade adicional igual à metade do comprimento da estaca (8 m) e uma largura do modelo igual a 30 vezes o diâmetro da estaca (17 cm), conforme as recomendações feita por Helwany (2007). Também, foram gerados os modelos de forma simétrica. Os aspectos anteriormente descritos, encontram-se ilustrados na Figura 7.1, onde se apresenta a parametrização de cada modelo de elementos finitos e as fronteiras simétricas tomadas para cada um dos mesmos. Isto foi feito para obter um menor tempo de execução dos modelos de elementos finitos e assim gerar modelos mais eficientes, mantendo uma razoável acurácia sobre os resultados obtidos.

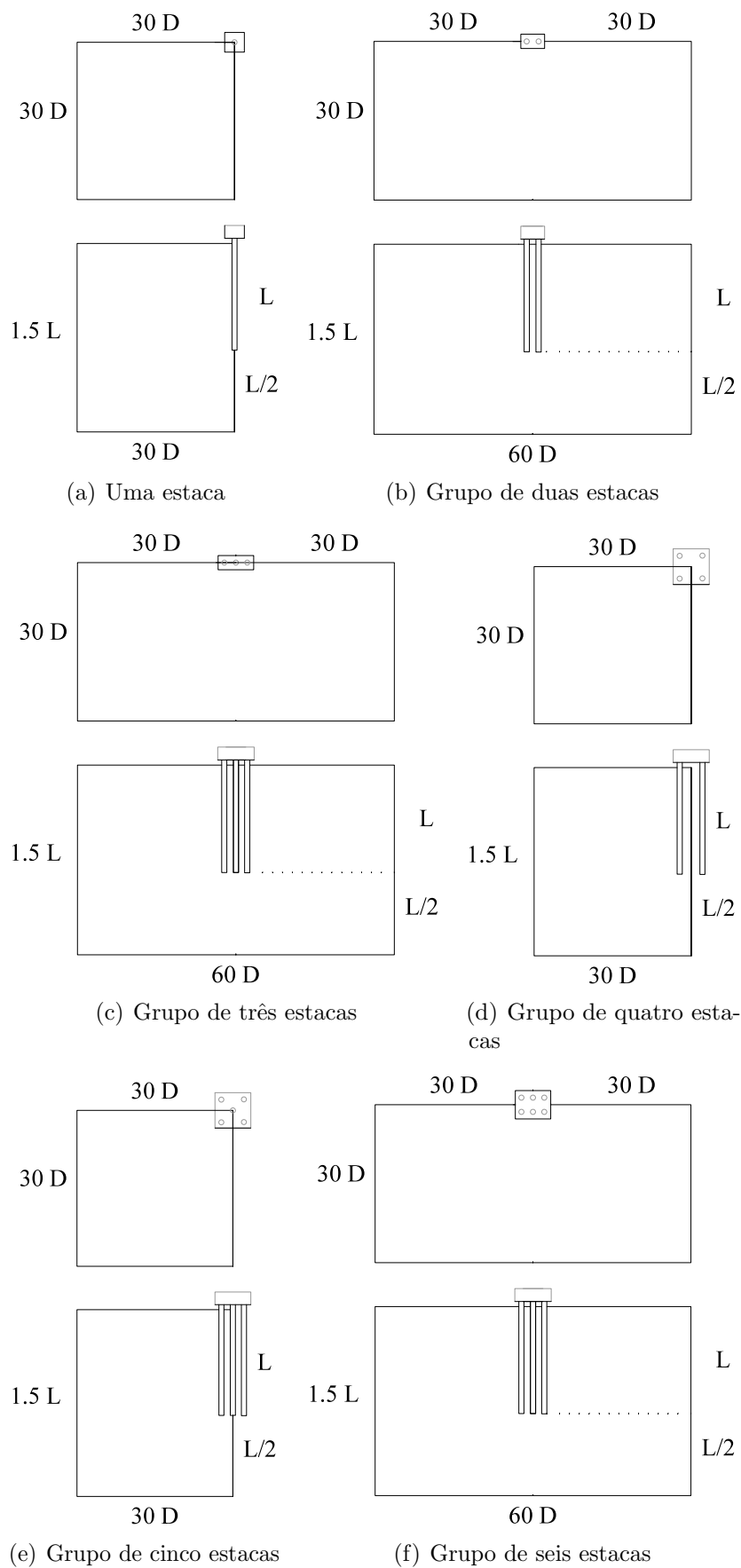


Figura 7.1: Geometria e fronteiras simétricas tomadas nos modelos

7.2 MALHA

Com a geometria anterior, gera-se uma malha de elementos tridimensionais, a qual em função da parte do modelo, têm as seguintes características: o solo seco foi simulado com elementos *C3D8* (contínuos de 3 dimensões, com oito nós para medir tensão e deformação); a estaca, com elementos *C3D8R* (contínuos de 3 dimensões, oito nós para medir tensão e deformação e integração reduzida); e o solo saturado, com elementos *C3D8P* (contínuos, 3 dimensões, com oito nós para medir tensão e deformação e poropressão). A descrição, dimensões e distribuição dos elementos encontram-se descritos na Figura 7.2. Para chegar a esta distribuição de elementos foram feitos vários testes de prova dos modelos de elementos finitos, modificando o tipo de integração, o número de nós, a presença de poropressão e a combinação destes. A melhor distribuição de elementos foi observada considerando o tempo da simulação (Figura 7.3) e a qualidade da resposta. Por outro lado, realizou-se uma análise de sensibilidade da malha modificando o número de elementos do modelo até conseguir uma estabilização da resposta obtida a partir da simulação com elementos finitos. Também, realizou-se uma análise de sensibilidade da malha modificando os espaçamentos entre os elementos, por meio de um fator multiplicador, até conseguir uma resposta igual à obtida com a troca do número de elementos, porém com um número menor de elementos. Um exemplo é apresentado na Figura 7.4 para um grupo de 3 estacas. As outras análises de sensibilidade estão no Anexo IV.

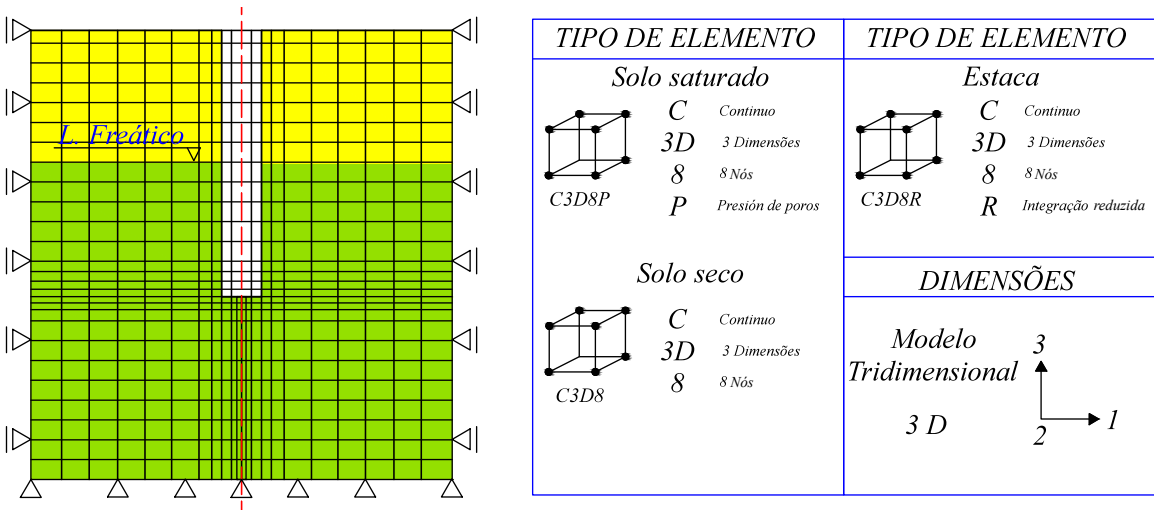


Figura 7.2: Condições de contorno e malha

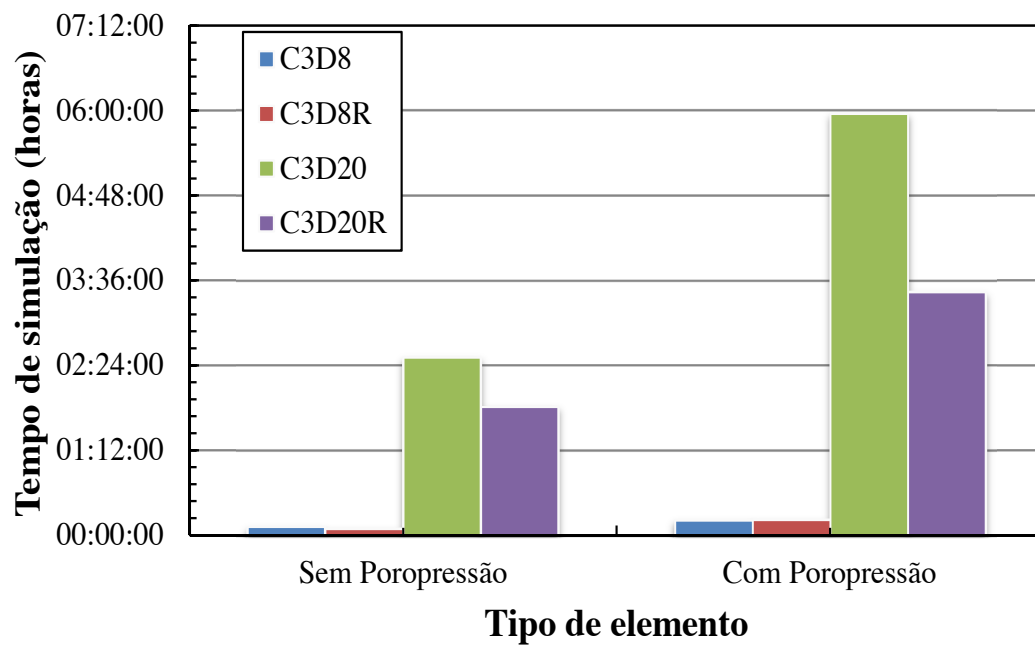


Figura 7.3: Análise de sensibilidade dos tipos de elementos em relação tempo com e sem poropressão para um grupo de quatro estacas

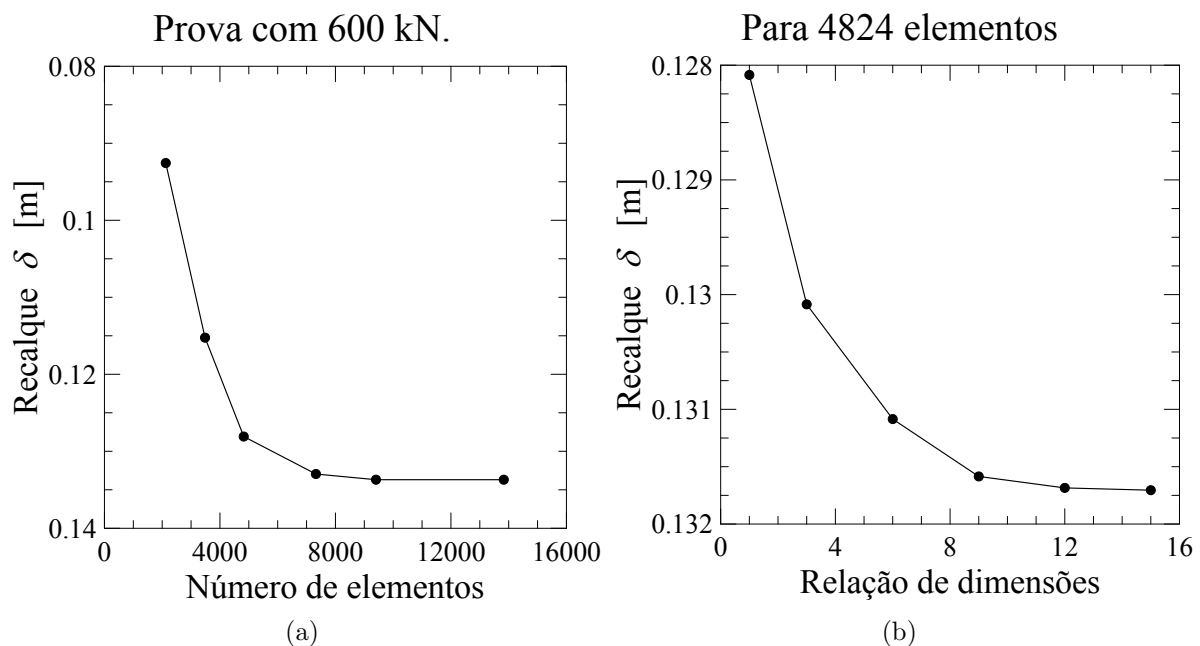


Figura 7.4: Análise de sensibilidade de elementos para uma estaca

7.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Para os modelos, usaram-se cinco tipos de condições de contorno: a primeira corresponde às restrições laterais do modelo, onde se limitaram os movimentos nas direções 1, 2 e permitiu-se o movimento na direção 3. A segunda condição é a base do modelo na qual é

restrito o movimento nas três direções 1, 2 e 3. Na Figura 7.2, mostram-se as convenções das dimensões e o esquema das condições de contorno. Na Figura 7.5, apresentam-se os exemplos de fronteiras simétricas com as condições de contorno para um grupo de duas e quatro estacas. A condição 3 é de pressão de poros igual a zero, a uma profundidade de 4,50 m, onde o solo é saturado. A quarta interação é do solo seco e saturado com uma interação de tipo tangencial. Por último, colocou-se uma condição de atrito entre o solo e a estaca, a qual depende do ângulo de atrito do solo, por meio de uma lei de atrito do tipo Mohr Coulomb.

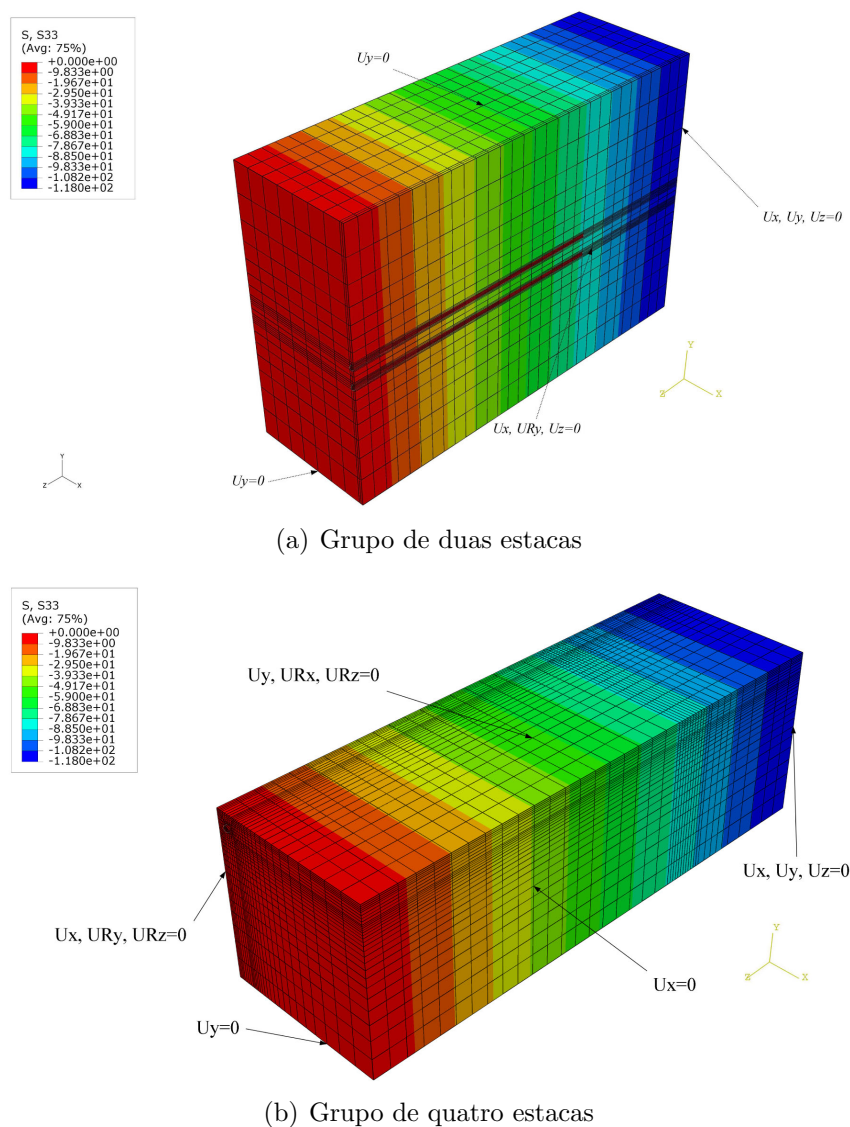


Figura 7.5: Condições de simetria e tensões geostáticas em kPa

7.4 MATERIAIS

Os materiais usados nos modelos foram cinco. O primeiro foi um material elástico linear utilizado para a estaca, com um módulo de elasticidade ($E=250000000$ kPa) e coeficiente de Poisson ($\mu=0.1$). Os outros quatro materiais são as camadas do solo dos modelos de elementos finitos, as quais são obtidas da Seção 3.2.1 e esquematizadas na Figura 7.6. A primeira camada é modelada com um modelo Hipoplástico com estrutura, apresentado no Capítulo 5. As outras três camadas de solo são modeladas com o modelo elástico com critério de falha de Mohr Coulomb. A determinação dos parâmetros foi realizada por meio de retro-análises, e os valores iniciais antes das retro-análises encontram-se nas Tabelas 7.1 e 7.2 para o modelo Hipoplástico e elástico com critério de falha de Mohr Coulomb. O modelo constitutivo da primeira camada foi modificado pelo modelo Hipoplástico com estrutura (este modelo apresenta a parte conceitual e os testes da implementação para o programa Abaqus descritos nos Capítulos 5 e 6), porque nesta camada está a argila porosa colapsável típica do DF e, portanto buscou-se representar um maior número de características do solo. Por exemplo, este modelo considera a estrutura do solo, a lei de compressão, o estado crítico etc. Então, pode-se dizer que é um modelo que tem o potencial de representar com maior acurácia o comportamento da argila porosa do DF, sendo este o solo estudado nesta pesquisa.

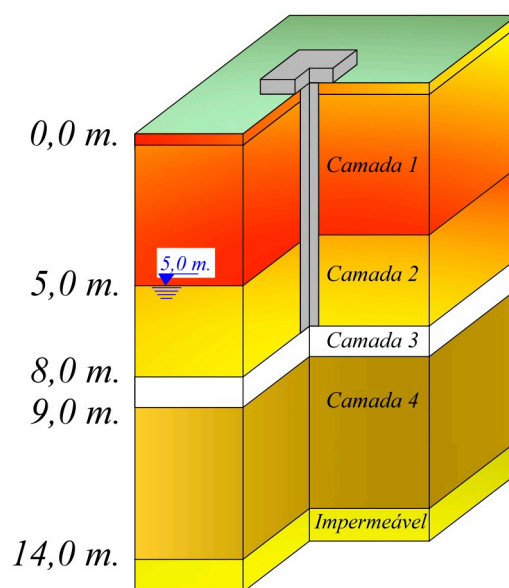


Figura 7.6: Esquema de materiais usados nos modelos de elementos finitos

Tabela 7.1: Parâmetros médios usados nos retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura

Profundidade (m)	κ^* (-)	λ^* (-)	φ_c (°)	N (-)	r (-)	s (-)	A (-)	k (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
0 – 5	0,0022	0,060	31	2,13	0,4	1,75	0,4	2,5	1,2	14,21	Não saturado

Tabela 7.2: Parâmetros médios iniciais antes das retro-análises para o modelo de Mohr Coulomb

Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	35	38000	20	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	39	60000	50	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	35	43000	28	0,305	1,0	15,9	Saturado

Da Tabela 7.1 são apresentados os parâmetros a ser calibrados no modelo Hipoplástico: λ^* = inclinação de carregamento em um adensamento isotrópico com a lei de compressão de Butterfield; κ^* = Inclinação de descarregamento de um adensamento isotrópico em um plano duplo logarítmico natural; N = Índice de vazios com tensão efetiva média 1 kPa no plano logarítmico duplo; r = Relação do módulo volumétrico (K) e o módulo de cisalhamento (G) não drenados; ϕ_c = Ângulo do estado crítico em graus; s = Fator de estrutura ou sensibilidade; k = Fator que controla a degradação da estrutura e A = Fator que influencia as deformações de cisalhamento. Quanto às variáveis e_0 , γ e estado (saturado ou seco) permanecem constantes em todas as retro-análises.

Os parâmetros médios iniciais para o modelo Mohr Coulomb foram apresentados na Tabela 7.2 e são descritos na sequência: ϕ = Ângulo de atrito; E = Módulo de elasticidade; c = Coesão e μ = Coeficiente de Poisson. No entanto, às variáveis e_0 , γ e estado saturado permaneceram constantes em todas as retro-análises.

7.5 PASSOS DE ANÁLISES

Uma vez concluídos todos os tópicos anteriores, realizam-se os passos de análises no modelo de elementos finitos. Na Figura 7.7, mostra-se um esquema dos passos realizados nos modelos. Na sequência apresenta-se uma descrição de cada um destes:

- Colocar um passo geostático para induzir as tensões a que está submetido o solo nas quatro camadas, gerando uma distribuição linear de tensões com a profundidade, em cada uma das camadas e considerando o nível d'água. Na Figura 7.7 apresenta-se o esquema da metodologia para colocar as tensões no solo. Além disto, simulou-se um processo de escavação de estaca pré-escavada, devido à rapidez da escavação.
- Criou-se um passo de colocação da estaca dentro da escavação. Isto foi realizado com o tempo (obtido na seção 4.1) de 800 segundos.
- Simular a prova de carga com carregamento lento. Para realizá-la foi simulado um tempo de 1000000000 segundos. Isto é realizado evitando a geração de excesso de poropressão.

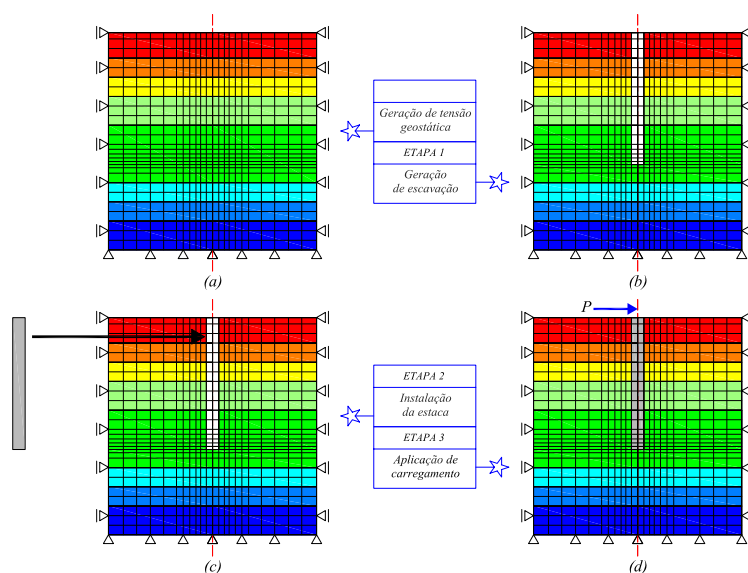


Figura 7.7: Passos de análises

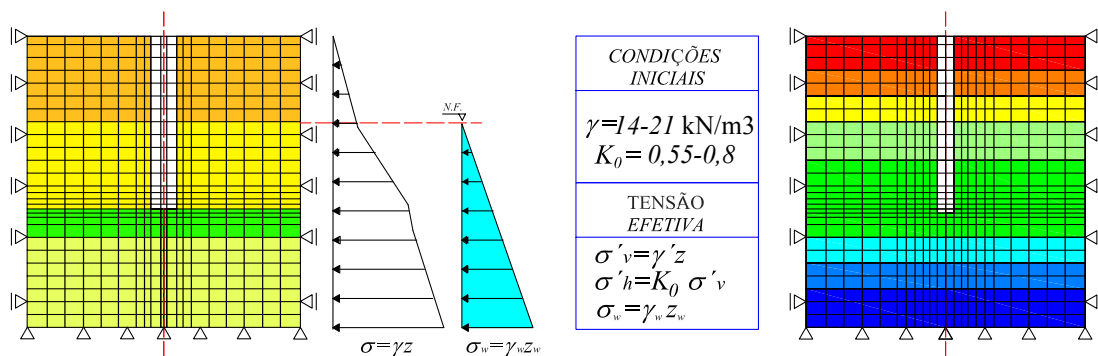


Figura 7.8: Esquema de tensões iniciais no modelo

7.6 RESULTADOS

Nesta seção apresentam-se os resultados das modelagens numéricas dos grupos de estacas “Alluvial Anker”. Os resultados foram obtidos aplicando a metodologia anteriormente dita para a geração dos modelos de elementos finitos.

7.6.1 RADIER ESTAQUEADO DE UMA ESTACA

Nas Figuras 7.9 e 7.10, apresentam-se os principais resultados da simulação numérica efetuada do radier estaqueado, entre os quais estão as porcentagens de carga do radier e a estaca; a curva carga recalque da prova de carga simulada; as poro pressões; os deslocamentos verticais; e as tensões verticais geradas.

Na Figura 7.9 tem-se as porcentagens de carga, na carga última e na carga de trabalho, suportados pelo radier e a estaca, onde observou-se que a maior parte da carga é absorvida pela estaca com valores de 87 % e 89 % e pelo radier 13 % e 11 %. Isto foi calculado para a carga última e a carga de trabalho, apresentadas na Figura 7.10a. Esta Figura apresenta as curvas carga e recalque, da simulação, a prova de carga realizada e a reta utilizada na determinação da carga última pela norma NBR 6122 (2010). Os parâmetros usados nesta simulação para a primeira camada são os apresentados na Tabela 7.3 e os das outras camadas foram obtidas pelas retro-análises apresentadas na Tabela 7.4. Observou-se que não foi possível simular a rigidez da curva obtida na prova de carga, já que o ensaio de campo (prova de carga) apresenta um comportamento elástico maior que a simulação. No entanto, a carga última estimada apresentou o mesmo valor de 480 kN obtido na prova de carga.

Tabela 7.3: Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura

Profundidade (m)	κ^* (-)	λ^* (-)	φ_c (°)	N (-)	r (-)	s (-)	A (-)	k (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
0 – 5	0,0022	0,060	31	2,3	0,4	1,75	0,4	2,5	1,2	14,21	Não saturado

Tabela 7.4: Parâmetros finais da retro-análise para o radier estaqueado de uma estaca com o modelo de Mohr Coulomb

Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	39	32000	22	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	42	51000	50	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	37	42000	28	0,305	1,0	15,9	Saturado

As simulação foi realizada pela metodologia de carregamento lento, reduzindo o excesso de poro pressão para a estabilização da carga, e obtendo na simulação um valor de poro pressão menor a 1 kPa, como se apresenta na Figura 7.10b.

A Figura 7.10c apresentam os deslocamentos verticais gerados pela estaca e o radier no solo. Desta figura, observou-se que a influência dos deslocamentos pelo radier do radier estaqueado vão até uma profundidade de 4,1m para cerca de dez por cento do deslocamento total, e a influência dos deslocamentos na lateral vão até 2 m. Na ponta da estaca obteve-se a influência de dez por cento do deslocamentos a 30 cm de profundidade e 20 cm na lateral.

Por último, na Figura 7.10d, apresentam-se os bulbos de tensões verticais gerados pelo radier estaqueado. Observou-se que as maiores tensões estão perto da estaca com uma porcentagem de 79% e 21% no radier. A influência da estaca para cerca de dez por cento das tensões máximas encontram-se a duas vezes o diâmetro da estaca desde a ponta da estaca, e a influência do radier para um 5 % da tensão máxima está a 50 cm desde o radier. Isto, mostra de uma forma gráfica que a maior parte da carga do radier estaqueado é suportada pela estaca e o restante pelo radier.

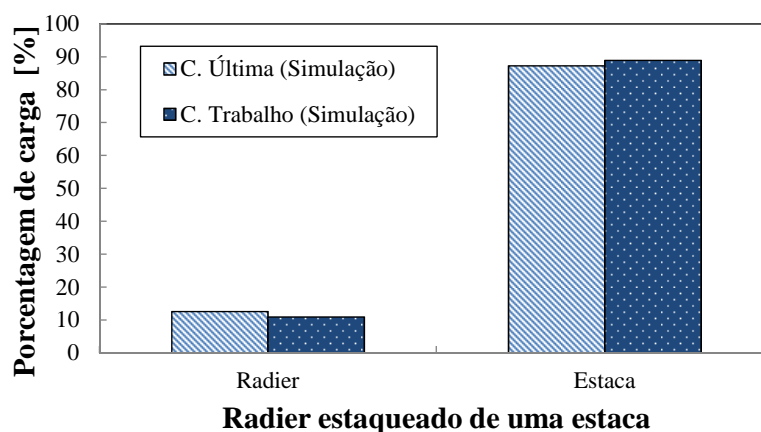
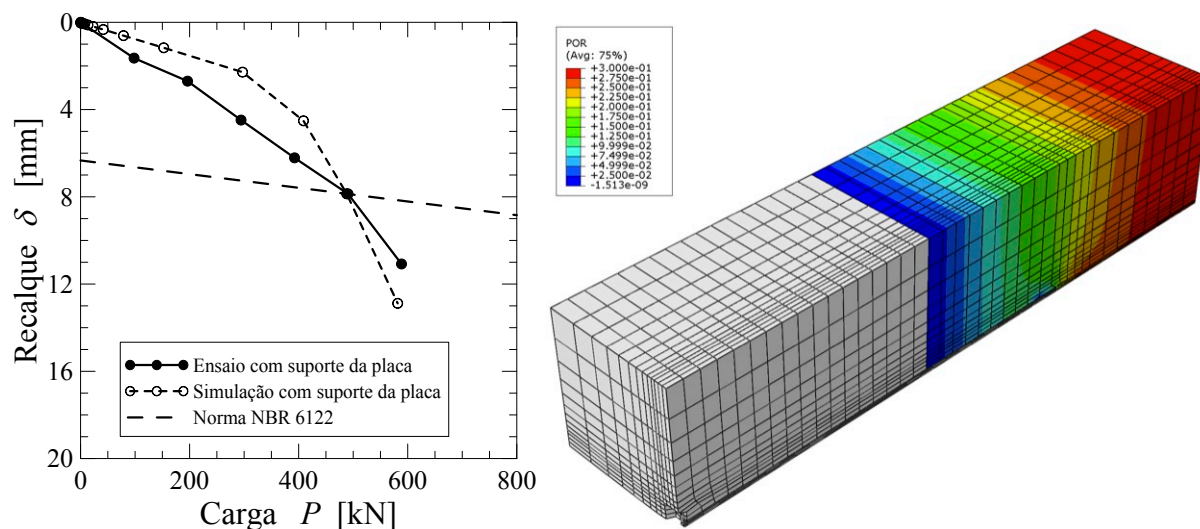
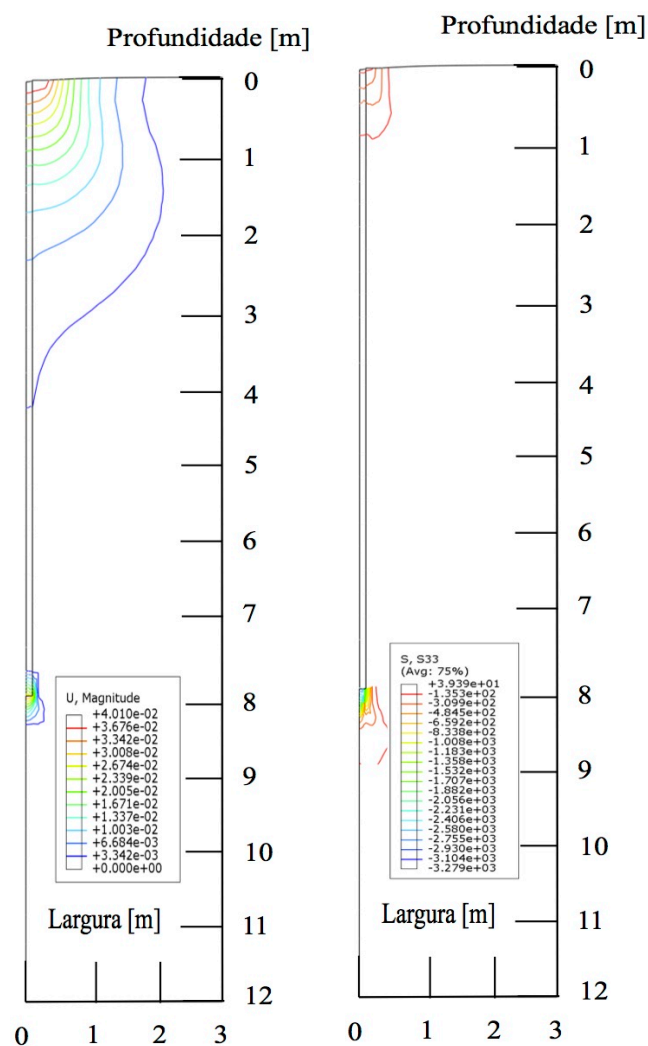


Figura 7.9: Comparação da contribuição do radier e a estaca no radier Estaqueado



(a) Comparação da simulação e a prova de carga

(b) Poro pressão gerada na simulação em kPa



(c) Deslocamentos verticais gerados na simulação em metros

(d) Tensões verticais geradas na simulação em kPa

Figura 7.10: Resultados da simulação feita para um radier estacaado de uma estaca

7.6.2 RADIER ESTAQUEADO DE DUAS ESTACAS

Os resultados das simulações do radier estaqueado de duas estacas estão apresentadas nas Figuras 7.11 e 7.12. Nestas figuras estão as comparações da porcentagem de carga do radier e das estacas na simulação e na prova de carga; as curvas carga recalque da prova de carga e a simulação; as poro pressões geradas na simulação, os bulbos de deslocamentos verticais gerados e as tensões verticais geradas.

Na Figura 7.11a foi feita uma comparação da contribuição na carga última e na carga de trabalho de cada uma das partes do radier estaqueado na simulação. Destas comparações obtiveram-se um suporte do radier de 10% e 13 % e das estacas de 90% e 87 % onde cada estaca tem uma contribuição 45% e 43,5% para cada uma destas cargas (carga última e carga de trabalho). Da Figura 7.11b observa-se que a carga última suportada pelo radier é menor que a carga encontrada pela prova de carga, com uma diferença de 25 %. Esta diferença passa a ser absorvida pelas estacas e é por isto que estas tomam uma porcentagem maior na simulação. Ao contrário ocorre com a carga de trabalho, com uma diferença de 3 % da carga suportada pelo radier na simulação maior que a carga encontrada pela prova de carga.

Na Figura 7.12a temos as curvas carga recalque, das simulações feitas com e sem suporte da placa, comparadas com os resultados das provas de carga realizadas no campo experimental e a linha da carga última pela norma NBR 6122 (2010). Os parâmetros usados na primeira camada estão na Tabela 7.5 e os parâmetros obtidos dos retro-análises das simulações com e sem placa estão nas Tabelas 7.6 e 7.7. Da simulação realizada com suporte da placa, obteve-se uma carga última de 920 kN com uma diferença de 80 kN em comparação à carga da prova de carga realizada de 1000 kN. Na simulação sem suporte da placa, obteve-se uma carga última de 750 kN e comparando com o valor obtido na prova de carga tem-se uma diferença de valor maior que 100 kN. Estes valores de carga última foram obtidos simulando uma prova de carga lenta ao reduzir o excesso de poro pressão para a estabilização da carga, como se apresenta a Figura 7.12b.

Tabela 7.5: Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura

Profundidade (m)	κ^* (-)	λ^* (-)	φ_c (°)	N (-)	r (-)	s (-)	A (-)	k (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
0 – 5	0,0022	0,060	35	2,134	0,45	1,75	0,4	2,5	1,2	14,21	Não saturado

Tabela 7.6: Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de duas estacas com suporte do radier

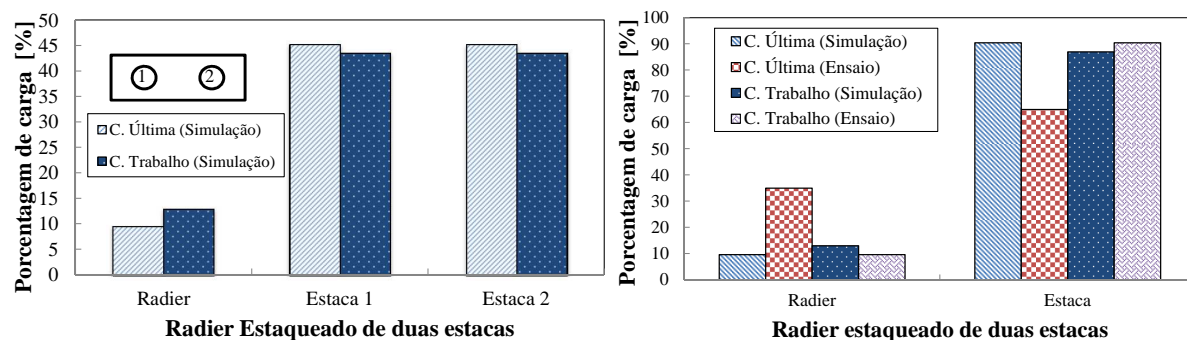
Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	39	32000	22	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	35	41000	40	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	37	32000	22	0,305	1,0	15,9	Saturado

Tabela 7.7: Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de duas estacas sem suporte do radier

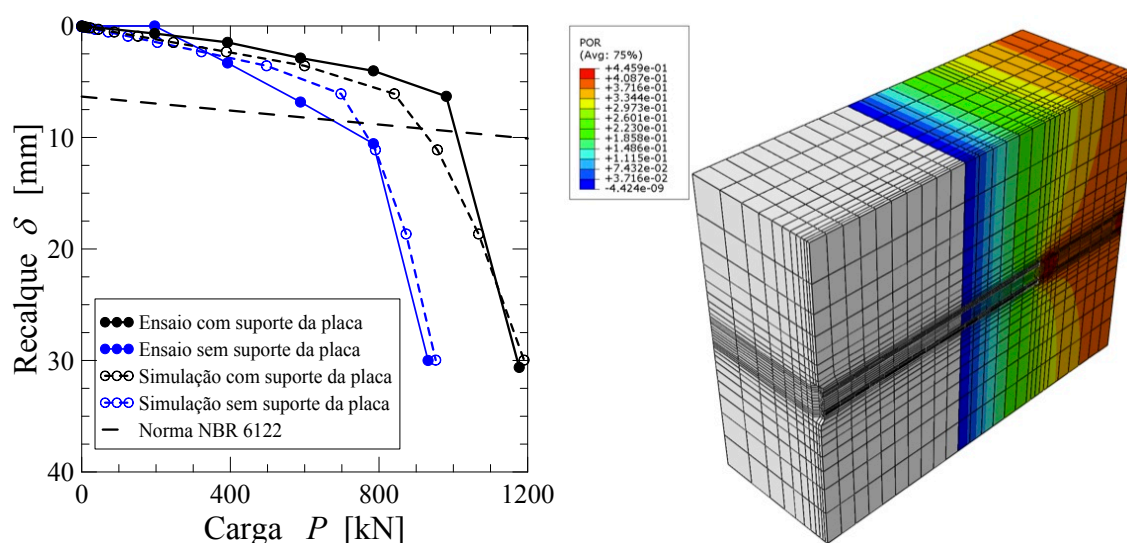
Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	30	25000	22	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	35	38000	50	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	37	32000	22	0,305	1,0	15,9	Saturado

Na Figura 7.12c são apresentados os deslocamentos verticais gerados pelo radier estaqueado. Desta figura, observou-se que a influência dos deslocamentos no radier do radier estaqueado vão até uma profundidade de 5,8 m e cerca de dez por cento do deslocamento total, e a influência dos deslocamentos na lateral vai até 2 m. Na ponta da estaca obteve-se a influência de dez por cento do deslocamentos a 50 cm de profundidade e 20 cm na lateral, ademais, observou-se a interseção nos bulbos de deslocamentos das estacas.

Na Figura 7.12d, apresentam-se os bulbos de tensões verticais gerados pelo radier estaqueado, onde se observa que as maiores tensões estão perto das estacas com uma porcentagem de 80 % e 20 % no radier. A influência das estacas para dez por cento das tensões máximas encontram-se a duas vezes o diâmetro da estaca, desde a ponta da estaca. A influência do radier é até 1,0 m de profundidade desde o radier com cerca de 6 % da tensão máxima. Os bulbos de pressões das estacas interseam-se a cerca 5 % das tensões máximas.

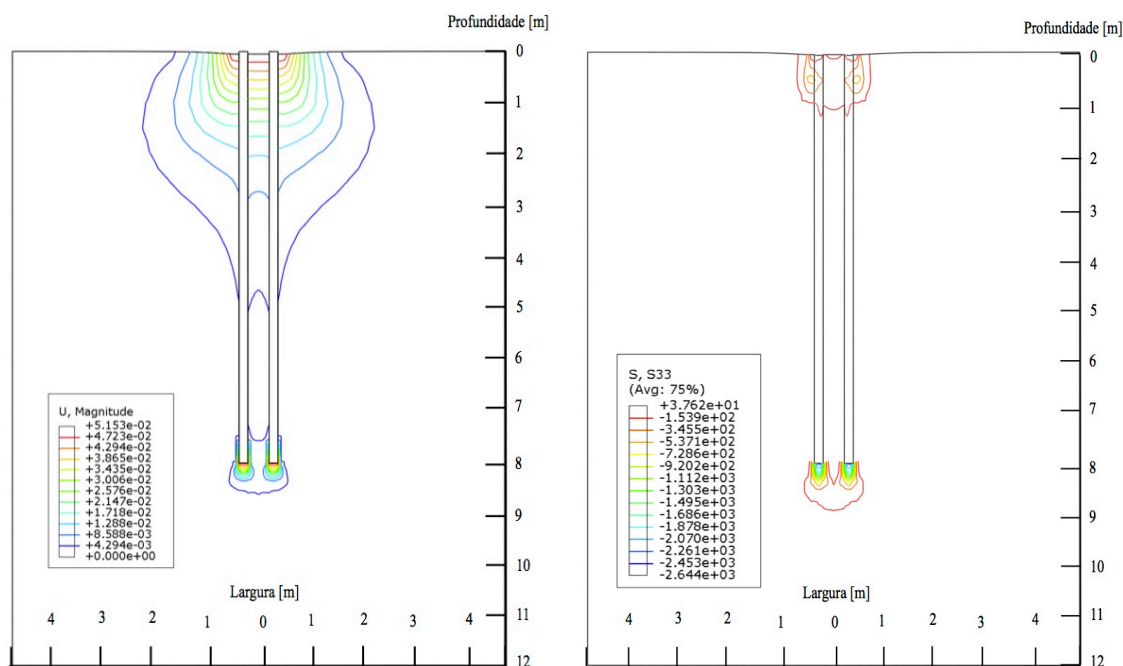


(a) Contribuição das partes do radier estaqueado (b) Contribuição das partes na simulação e o ensaio
 Figura 7.11: Comparações do radier estaqueado de duas estacas



(a) Curvas das simulações e experimentais

(b) Poro pressões geradas nas simulações em kPa



(c) Deslocamentos na simulação em metros

(d) Tensões verticais na simulação em kPa

Figura 7.12: Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de duas estacas

7.6.3 RADIER ESTAQUEADO DE TRÊS ESTACAS

Como resultados das simulações de um radier estaqueado de três estacas na Figura 7.13a, apresentam-se as curvas carga e recalque, das simulações feitas com e sem suporte da placa, comparadas com as provas de carga realizadas e a linha da carga última pela norma da NBR 6122 de 2010. Os parâmetros usados na primeira camada são os mesmos apresentados na Tabela 7.1 (parâmetros originais) e os parâmetros dos retro-análises das simulações com e sem placa estão nas Tabelas 7.8 e 7.9. Com a simulação tendo em conta

o suporte da placa, obteve-se uma carga última de 1250 kN para uma diferença de 50 kN em comparação à carga da prova de carga realizada de 1200 kN. Na prova de carga sem o suporte da placa, obteve-se uma carga última de 1100 kN, sendo mesmo valor obtido na prova de carga. Na Figura 7.13b temos valores de excesso de poro pressão menores de 1 kPa, o que mostra que foi simulada uma prova de carga lenta.

Tabela 7.8: Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de três estacas com suporte do radier

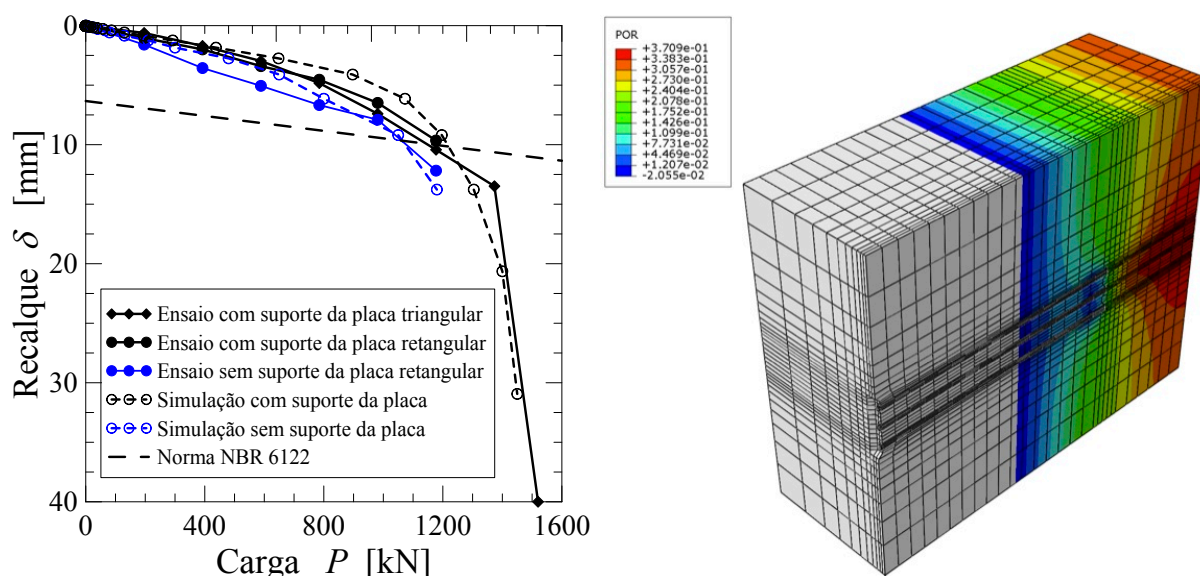
Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	35	38000	20	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	42	60000	50	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	37	32000	30	0,305	1,0	15,9	Saturado

Tabela 7.9: Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de três estacas sem suporte do radier

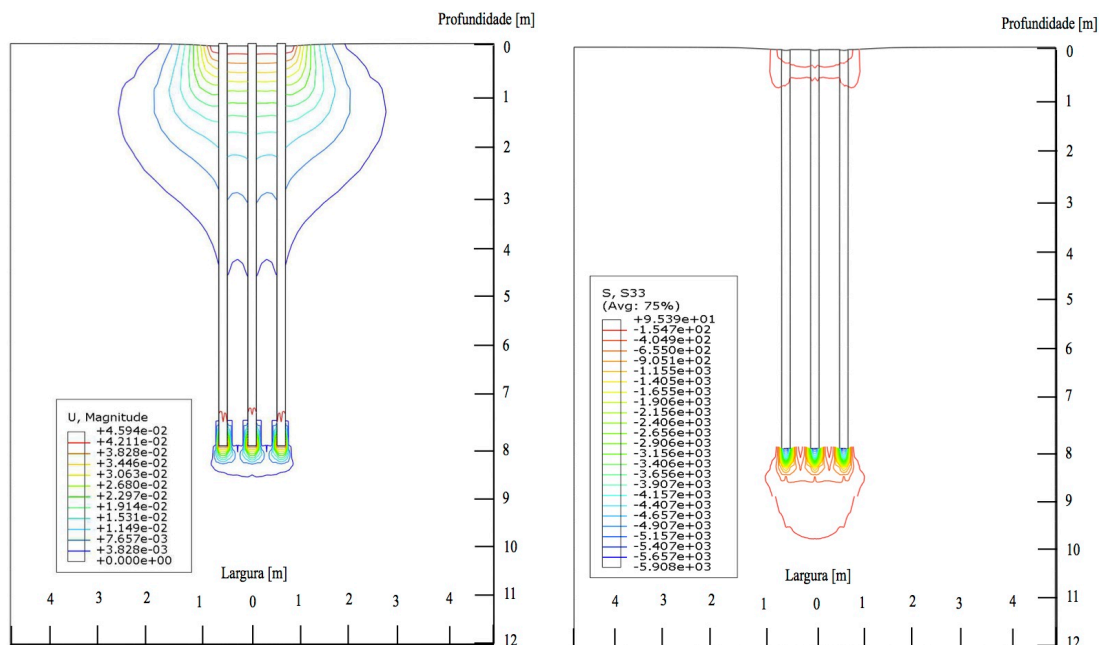
Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	33	32000	22	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	39	51000	50	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	37	32000	30	0,305	1,0	15,9	Saturado

Os deslocamentos verticais são apresentados na Figura 7.13c. Desta figura, observaram-se os bulbos de deslocamentos causados pelo radier do radier estaqueado, tendo uma influência que vai até uma profundidade de 5,5 m para dez por cento dos deslocamentos totais no radier, e uma influência dos deslocamentos na lateral até 1,5 m influenciados pelo radier. Na ponta das estacas obteve-se a influência do dez por cento do deslocamentos a 0,5 m de profundidade e 0,19 m na lateral. Observou-se a interseção nos bulbos de deslocamento das estacas com uma porcentagem de 7 % do deslocamento total do radier estaqueado.

Na Figura 7.13d, observou-se os bulbos de tensões verticais causadas pelo radier estaqueado, obtendo como resultado que a maior parcela das tensões produzidas estão perto das estacas com valores de 89 % e 11 % no radier. A influência das estacas para dez por cento das tensões máximas localiza-se a duas vezes o diâmetro da mesma, desde a ponta da estaca. A influência do radier é de até 60 cm de profundidade desde o radier com cerca de 7 % da tensão máxima. Os bulbos de pressões das estacas se cruzam a cerca de 7 % das tensões máximas.



(a) Comparação das simulações e as provas de carga (b) Poro pressões geradas nas simulações em kPa

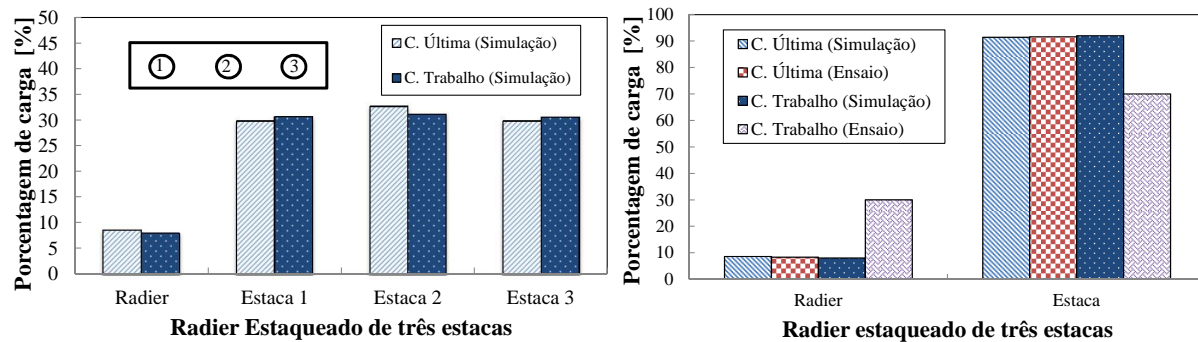


(c) Deslocamentos verticais gerados na simulação em metros (d) Tensões verticais geradas na simulação em kPa

Figura 7.13: Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de três estacas

Estudaram-se as contribuições de cada uma das partes do radier estaqueado na carga última e na carga de trabalho, como é apresentado na Figura 7.14a por meio da simulação efetuada. Desta figura, observou-se que a estaca dois é a que toma maior porcentagem de carga, com 32 % na carga última e 31 % na carga de trabalho, seguida das estacas um e três com igual porcentagem na carga última de 29,5 % na carga trabalho e de 30,5 %, por último a contribuição da placa com uma porcentagem na carga última de 9 % e na carga de trabalho de 8 %. Na Figura 7.14b temos comparações das contribuições de carga entre

a simulação e a prova de carga na carga última e de trabalho. As porcentagens na carga última são similares entre a simulação e o ensaio com uma diferença menor de 1 %, na carga de trabalho apresenta-se uma diferença de 22 % entre a simulação e o ensaio.



(a) Contribuição das partes do radier estaqueado (b) Contribuição das partes na simulação e o ensaio

Figura 7.14: Comparações do radier estaqueado de três estacas

7.6.4 RADIER ESTAQUEADO DE QUATRO ESTACAS

Nas Figuras 7.15 e 7.16, apresentam-se os principais resultados das simulações numéricas do radier estaqueado de quatro estacas, entre os quais estão: as curvas carga recalque das provas de carga simuladas; as poro pressões geradas; os deslocamentos verticais gerados e as tensões verticais geradas; comparações da porcentagem de carga do radier e as estacas na simulação e na prova de carga.

Mostra-se, na Figura 7.15a as curvas carga e recalque, das simulações feitas com e sem suporte da placa, comparadas com as provas de carga realizadas e a linha para o cálculo da carga última pela norma 6122 de 2010. Os parâmetros resultantes das simulações estão para a primeira camada na Tabela 7.10 e para as outras camadas nas Tabelas 7.11 e 7.12. A carga última da simulação tendo em conta o suporte da placa é de 1875 kN para uma diferença de 125 kN em comparação à carga da prova de carga realizada com uma carga última de 2000 kN. No ensaio sem o suporte da placa, obteve-se uma carga última de 1780 kN, sendo quase o mesmo valor obtido na prova de carga, de 1800 kN. Da Figura 7.15b temos valores de excesso de poro pressão menores a 1 kPa, simulando uma prova de carga lenta.

Tabela 7.10: Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura

Profundidade (m)	κ^* (-)	λ^* (-)	φ_c (°)	N (-)	r (-)	s (-)	A (-)	k (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
0 – 5	0,0015	0,049	31	2,34	0,48	1,75	0,45	2,5	1,2	14,21	Não saturado

Tabela 7.11: Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de quatro estacas com suporte do radier

Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	35	38000	22	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	37	45000	45	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	37	38000	30	0,305	1,0	15,9	Saturado

Tabela 7.12: Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de quatro estacas sem suporte do radier

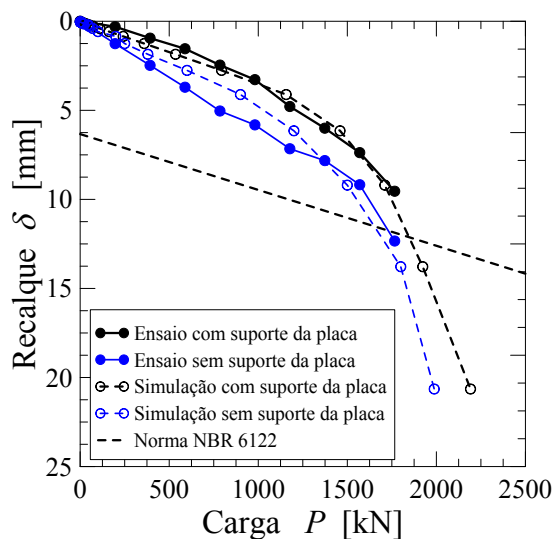
Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	31	38000	22	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	35	37000	45	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	37	38000	30	0,305	1,0	15,9	Saturado

Os bulbos de deslocamentos causados pelo radier do radier estaqueado, apresentam-se na Figura 7.15c, tendo uma influência que vai até uma profundidade de 4,0 m para cerca de dez por cento dos deslocamentos totais no radier, e que na lateral vai até 1,5 m. Observou-se a interseção nos bulbos de deslocamento das estacas com uma porcentagem de 8 % do deslocamento total do radier estaqueado.

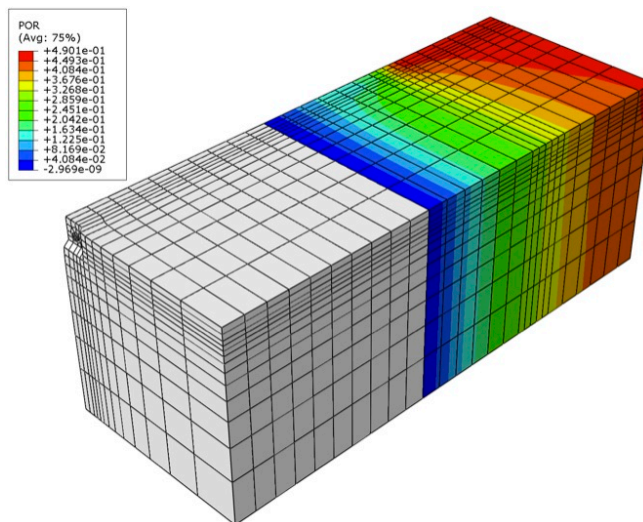
Na Figura 7.15d, mostram-se os bulbos de tensões verticais causadas pelo radier estaqueado. Desta figura, temos que o bulbo das tensões produzidos estão nas estacas, e a influência das estacas para cerca de dez por cento das tensões máximas estão a duas vezes o diâmetro da estaca, com relação a ponta desta. Os bulbos de pressões das estacas interceptam-se a cerca de 6 % das tensões máximas. Em quanto ao radier, este não apresentou um bulbo de tensões completo, como nas simulações anteriores.

As contribuições de cada uma das partes do radier estaqueado estão apresentadas na Figura 7.16a. Desta figura, temos uma porcentagem de carga de cada estaca de 20,5 % na carga última e 21 % na carga de trabalho, na placa apresentam-se uma contribuição da placa 18,0 % na carga última e 16 % na carga de trabalho. Na Figura 7.16b temos contribuições da placa no ensaio de 9 % que é menor que a carga obtida na simulação de 18 % na carga última, e na carga de trabalho temos contribuições da placa no ensaio de 35 % que é maior que a carga obtida na simulação de 16 %. A diferença da porcentagem de carga de trabalho das estacas é de 9 %, calculado como a subtração da porcentagem da carga das estacas na prova de carga (91 %) e a porcentagem de carga das estacas na simulação (82 %), a mesma operação foi realizada na carga de trabalho com uma diferença

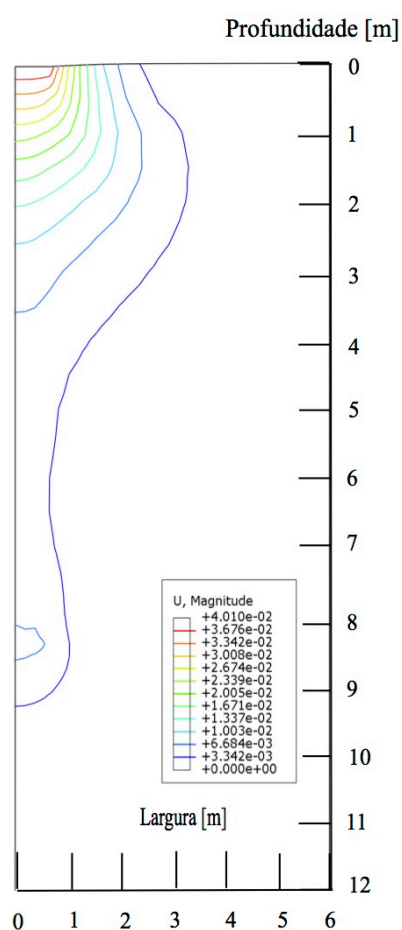
de 19 %, calculada como a subtração da porcentagem da carga das estacas na simulação (84 %) e a porcentagem de carga das estacas na prova de carga (65 %).



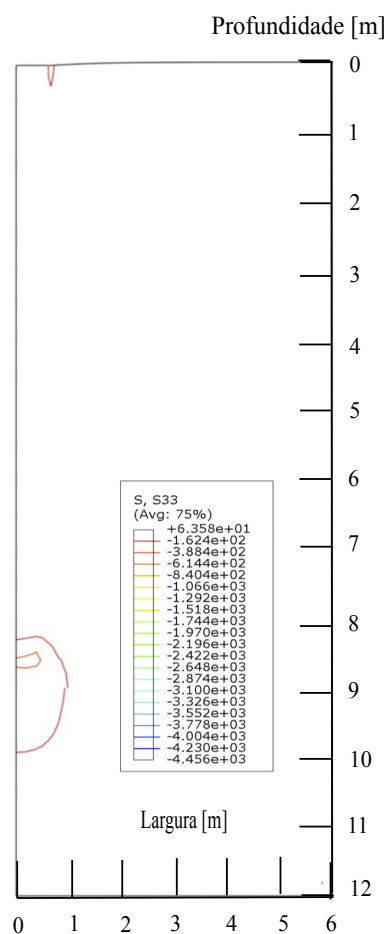
(a) Comparação das simulações e as provas de carga



(b) Poro pressões geradas nas simulações em kPa

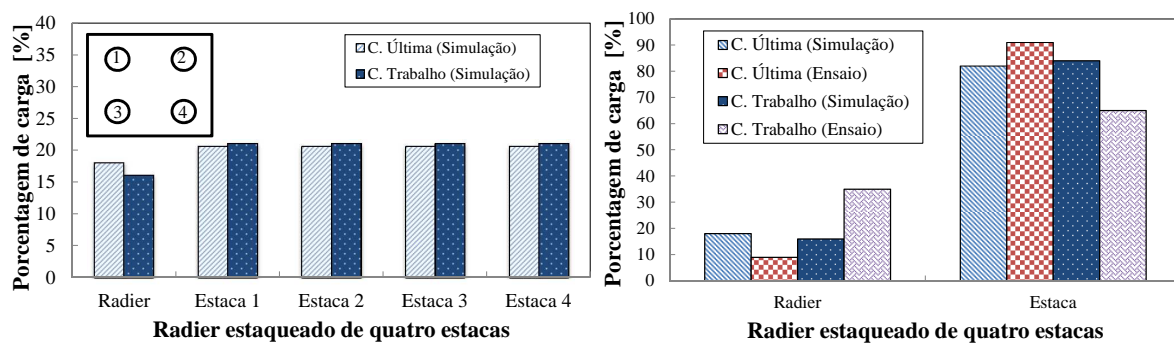


(c) Deslocamentos verticais gerados na simulação em metros



(d) Tensões verticais geradas na simulação em kPa

Figura 7.15: Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de quatro estacas



(a) Contribuição das partes do radier estaqueado (b) Contribuição das partes na simulação e o ensaio

Figura 7.16: Comparações do radier estaqueado de quatro estacas

7.6.5 RADIER ESTAQUEADO DE CINCO ESTACAS

Na Figura 7.17a temos as curvas carga e recalque das simulações do radier estaqueado com e sem suporte da placa. Também nesta figura temos comparações com as provas de carga realizadas no campo experimental e obtida a carga última pela norma 6122 de 2010. Os parâmetros na primeira camada são os apresentados na Tabela 7.13 e os parâmetros obtidos das retro-análises estão nas Tabelas 7.14 e 7.15. Da simulação tendo em conta o suporte da placa, tem-se uma carga última de 2190 kN igual à carga da prova de carga realizada. A carga última obtida sem o suporte da placa é de 1900 kN sendo menor em 70 kN em relação ao ensaio realizado, de 1970 kN. A prova de carga foi simulada com a metodologia de carga lenta, como se ilustra na Figura 7.12b, com excesso de poro pressão menor a 1 kPa.

Tabela 7.13: Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura

Profundidade (m)	κ^* (-)	λ^* (-)	φ_c (°)	N (-)	r (-)	s (-)	A (-)	k (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
0 – 5	0,0018	0,055	31	2, 3	0, 4	1, 75	0, 4	2, 5	1, 2	14, 21	Não saturado

Tabela 7.14: Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de cinco estacas com suporte do radier

Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	35	40000	32	0, 305	1, 0	15, 73	Saturado
8 – 9	37	45000	42	0, 29	0, 9	15, 85	Saturado
9 – 14	35	38000	22	0, 305	1, 0	15, 9	Saturado

Tabela 7.15: Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de cinco estacas sem suporte do radier

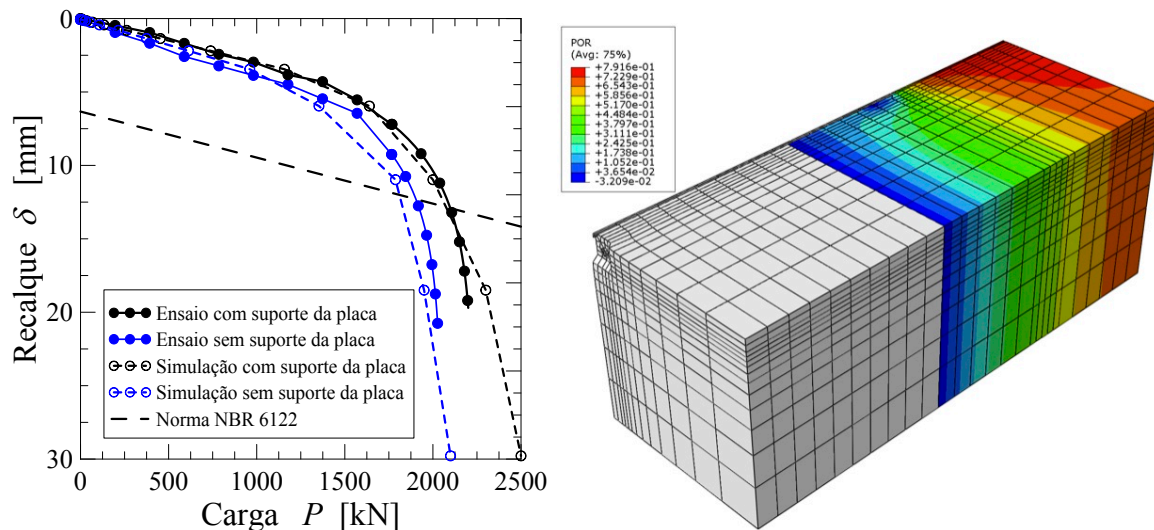
Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	33	40000	22	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	35	45000	50	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	37	38000	32	0,305	1,0	15,9	Saturado

Os deslocamentos são apresentados na Figura 7.17c. Desta figura, observa-se que os bulbos de deslocamentos causados pelo radier do radier estaqueado, tem uma influência que vai até uma profundidade de 3,8 m para cerca de dez por cento dos deslocamentos totais no radier, e uma influência dos deslocamentos na lateral até 2,0 m influenciados pelo radier. Na ponta das estacas obteve-se a influência de dez por cento do deslocamentos a 50 cm de profundidade e 20 cm na lateral, ademais, observou-se a interseção nos bulbos de deslocamento das estacas a uma porcentagem de 17 % do deslocamento total do radier estaqueado.

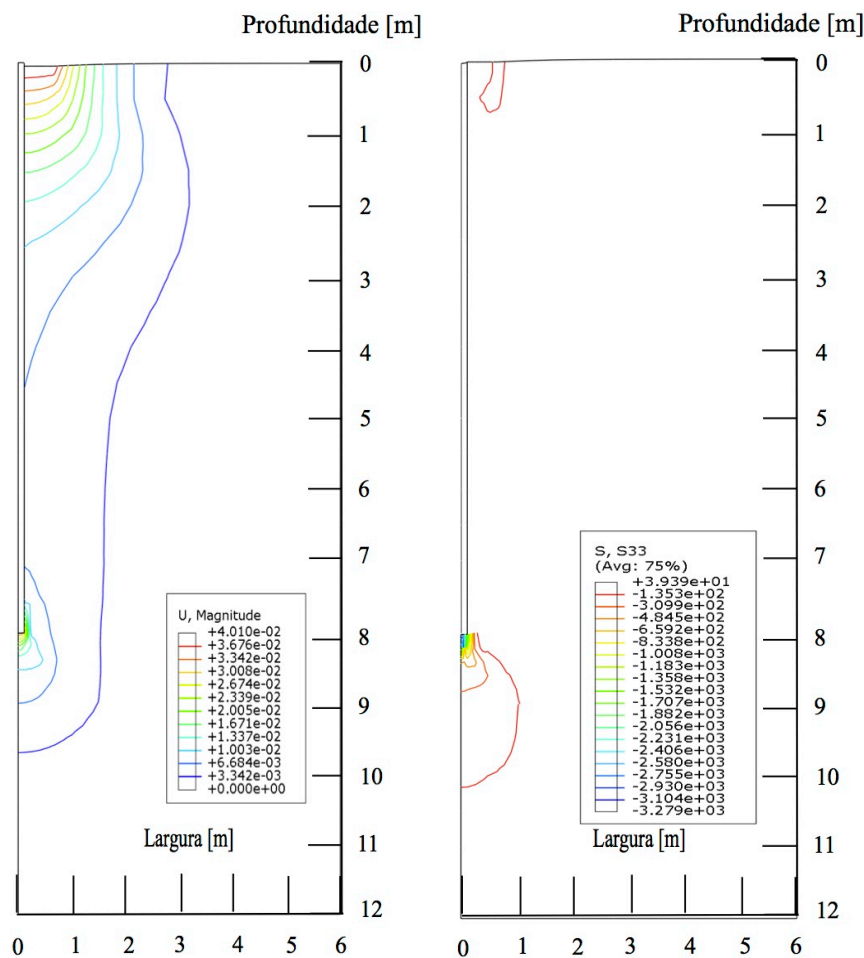
Os bulbos de tensões verticais estão na Figura 7.17d. Observa-se que os bulbos de tensões verticais só estão nas estacas, e que ocorre influência dada pelo radier, mas este não tem um bulbo pronunciado. Isto ocorre porque a maior parte das tensões é tomada pelas estacas e os bulbos de tensões não são iguais em todo o radier, já que os deslocamentos são aproximadamente iguais neste. Dez por cento das tensões geradas pela estaca estão a duas e meia vezes o diâmetro desta, desde a sua ponta. Os bulbos de pressões das estacas interceptam-se a cerca de 4 % das tensões máximas. Destes bulbos apresentados se observa a interação entre as estacas, o qual tem uma influência na resistência das mesmas.

Das simulações de elementos finitos obteve-se as contribuições de cada uma das partes do radier estaqueado, como é ilustrado na Figura 7.18a. Desta simulação, observou-se que a estaca 1 recebe uma porcentagem maior de carga última com respeito às outras com valor de 17 %, e as demais estacas do sistema tomam uma porcentagem da carga última de 16 % cada uma. Isto muda na carga de trabalho ao observar que a estaca 1 absorve menor porcentagem de carga em relação as outras estacas, com 13,8 % e as demais estacas absorvem 16,8 %. Quanto ao radier tem uma contribuição de 19 % igual na carga última e na carga de trabalho. Na Figura 7.18b temos contribuições do sistema radier estaqueado na simulação e o ensaio de carga para a carga última. Os valores obtidos são dados por uma contribuição do radier na simulação 19 %, e no ensaio 10 %. Quanto às estacas foi de 81 % na simulação, e 90 % na prova de carga. Os valores obtidos na carga de trabalho são

para o radier 19 % na simulação, e 24 % no ensaio . Quanto às estacas foi de 81 % na simulação, e 76 % na prova de carga.

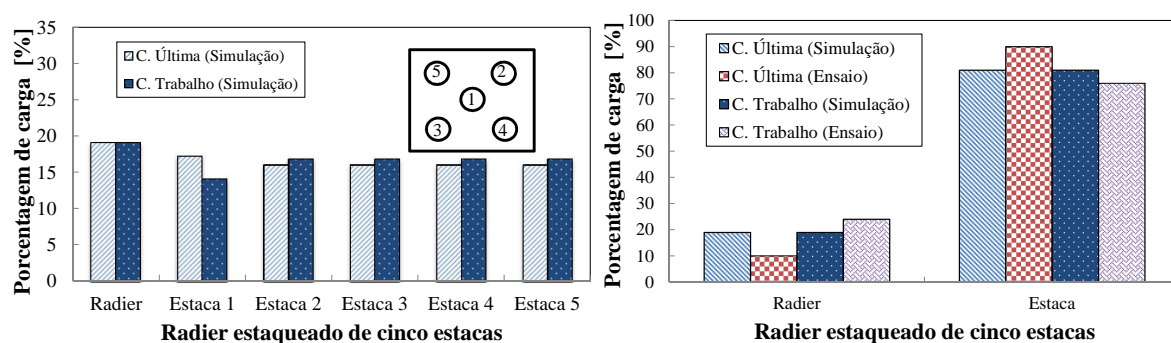


(a) Comparação das simulações e as provas de carga (b) Poro pressões geradas nas simulações em kPa



(c) Deslocamentos verticais gerados em metros (d) Tensões verticais geradas em kPa

Figura 7.17: Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de cinco estacas

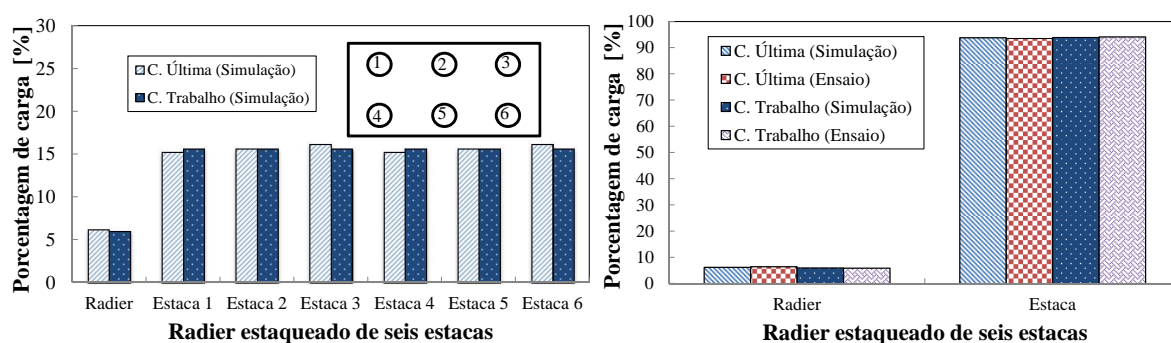


(a) Contribuição das partes do radier estaqueado (b) Contribuição das partes na simulação e o ensaio

Figura 7.18: Comparações do radier estaqueado de cinco estacas

7.6.6 RADIER ESTAQUEADO DE SEIS ESTACAS

Das simulações de elementos finitos obteve-se as contribuições de cada uma das partes do radier estaqueado. Isto é ilustrado na Figura 7.19a mostrando que a maior porcentagem da carga é tomada pelas estacas e se distribuem uniformemente em todas as estacas com porcentagens de 15 % a 16 % de carga na carga última e 14 % a 15% na carga de trabalho. Destas porcentagens de carga pode-se concluir que as cargas estão distribuídas uniformemente no radier estaqueado, já que a diferença das porcentagens das estacas é de 1 %. Quanto ao radier este tem uma contribuição de 6 % da porcentagem de carga total na carga última e na carga de trabalho. Na Figura 7.19b temos contribuições do sistema radier estaqueado na simulação e no ensaio de carga. Os valores obtidos de contribuição do radier na simulação é cerca de 6 % e no ensaio 7 %, tanto para a carga última e a carga de trabalho. Quanto as estacas foi de 94 % na simulação e 93 % na prova de carga nos dois casos estudados (carga última e carga de trabalho). Estes valores são semelhantes, mas nas curvas simuladas, que são apresentadas a seguir, não foi possível se obter a mesma rigidez do ensaio de campo (prova de carga).



(a) Contribuição das partes do radier estaqueado (b) Contribuição das partes na simulação e o ensaio

Figura 7.19: Comparações do radier estaqueado de seis estacas

Na Figura 7.20a, apresentam-se as curvas carga e recalque, das simulações feitas com e sem suporte da placa, comparadas com as provas de carga realizadas e a linha para o cálculo da carga última pela norma 6122 de 2010. Os parâmetros na primeira camada são os apresentados na Tabela 7.16 e os parâmetros obtidos das retro-análises estão nas Tabelas 7.17. A carga última da simulação, tendo em conta o suporte da placa, é de 2850 kN para uma diferença de 130 kN em comparação à carga da prova de carga realizada com uma carga última de 2720 kN. A carga última obtida sem o suporte da placa é de 2520 kN, sendo igual à carga registrada no ensaio. Da Figura 7.20b temos valores de excesso de poro pressão menores a 1 kPa, simulando uma prova de carga lenta.

Tabela 7.16: Parâmetros médios usados nas retro-análises para o modelo Hipoplástico com estrutura

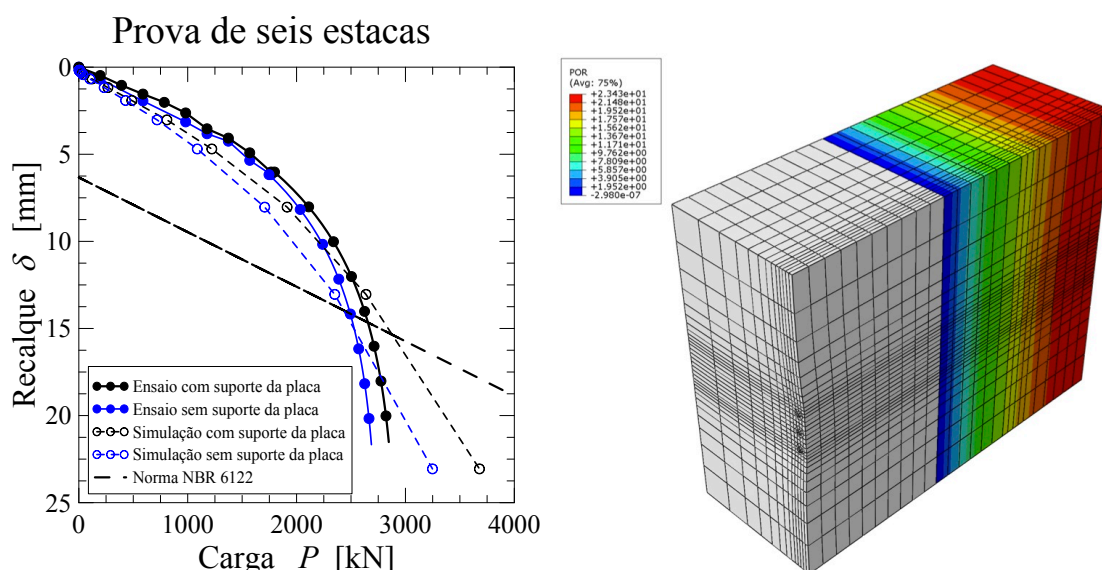
Profundidade (m)	κ^* (-)	λ^* (-)	φ_c (°)	N (-)	r (-)	s (-)	A (-)	k (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
0 – 5	0,0022	0,060	35	2,3	0,4	1,75	0,4	2,5	1,2	14,21	Não saturado

Tabela 7.17: Parâmetros da retro-análise para o radier estaqueado de seis estacas com suporte do radier

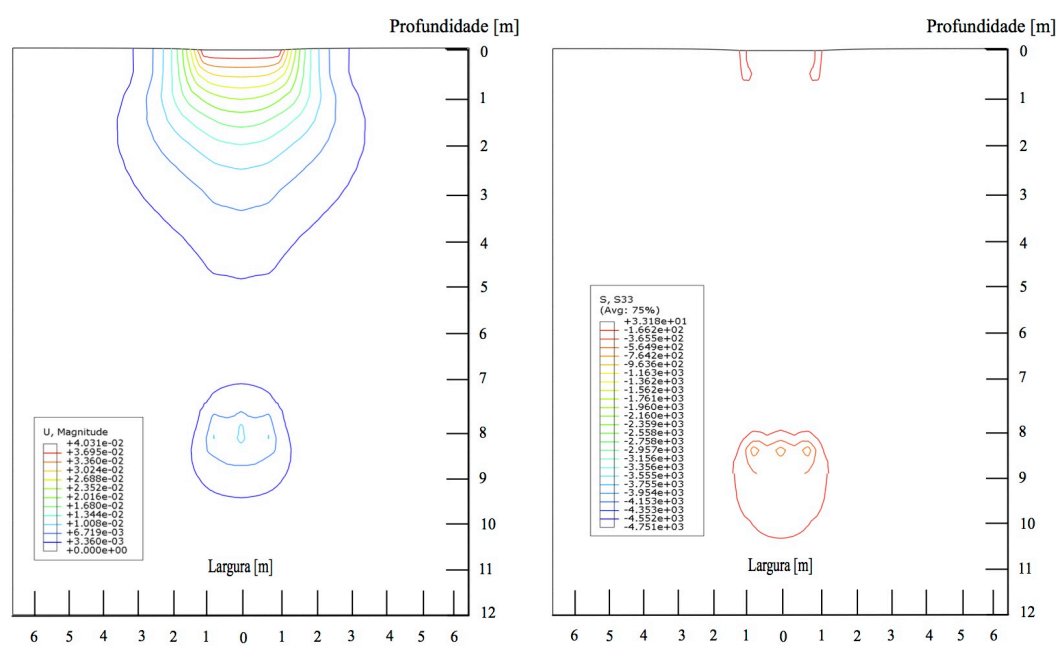
Profundidade (m)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kPa)	μ (-)	e_0 (-)	γ (kN/m ³)	Estado (-)
5 – 8	39	38000	20	0,305	1,0	15,73	Saturado
8 – 9	43	61000	50	0,29	0,9	15,85	Saturado
9 – 14	37	32000	22	0,305	1,0	15,9	Saturado

Os bulbos de deslocamentos causados pelo radier do radier estaqueado são mostrados na Figura 7.20c, tendo uma influência que vai até uma profundidade de 3,5 m para cerca de dez por cento dos deslocamentos totais no radier, sendo que na lateral vai até 1,5 m. Observou-se o cruzamento dos bulbos de deslocamento das estacas com uma porcentagem de 16 % do deslocamento total do radier estaqueado.

Os bulbos de tensões verticais estão na Figura 7.20d. Observa-se que os bulbos de tensões verticais só estão nas estacas, e ocorre uma influência pelo radier mas sem um bulbo como tal. Dez por cento das tensões geradas pela estaca estão a duas e meia vezes o diâmetro desta, desde a sua ponta. Os bulbos de pressões das estacas interceptam-se a 3 % das tensões máximas.



(a) Comparação das simulações e as provas de (b) Poro pressões geradas nas simulações em kPa carga



(c) Deslocamentos verticais gerados na simulação em metros (d) Tensões verticais geradas na simulação em kPa

Figura 7.20: Resultados da simulação feita para um radier estaqueado de seis estacas

7.6.7 ANÁLISES DOS RESULTADOS NOS RADIER ESTAQEUADOS

A seguir são apresentadas as análises realizadas nos grupos de estacas e nos sistemas radier estaqueados estudados. Também, são apresentadas as porcentagens de carga suportadas pelas estacas e a eficiência das estacas dos grupos de estacas analisados. Com relação aos sistemas radier estaqueados, estudou-se a porcentagem de contribuição da carga pelo radier e as estacas no comportamento total do sistema.

Atualmente a carga do radier não é considerada para o cálculo da capacidade de carga de um grupo de estacas, a qual é calculada pela relação entre o somatório das capacidades de carga das estacas isoladas e um fator de eficiência, como apresenta a Equação 7.1. Partindo da porcentagem de carga média, valor obtido da simulação por elementos finitos para a carga última, tomada para uma estaca no radier estaqueado, obtêm-se os valores de eficiência para cada um dos grupos de estacas efetuados. Isto é apresentado na Tabela 7.18 que mostra valores de eficiência inferiores a 1. O valor de eficiência médio das simulações foi de 0,97 e para os ensaio foi de 0,94. O grupo de estacas com menor eficiência foi o de três estacas, apresentado uma eficiência de 0,87, enquanto que o grupo com maior eficiência é o grupo de quatro estacas com um valor de 1,07.

$$Q_{PG} = \eta^* \sum_{i=1}^{n_e} Q_P \quad (7.1)$$

onde:

Q_{PG} = capacidade de carga do grupo;

η^* = fator de eficiência do grupo;

Q_P = capacidade de carga de uma estaca isolada;

n_e = número de estacas do grupo.

Tabela 7.18: Carga por estaca nos grupos de estacas e fatores de eficiência

Grupo Estacas	Simulação		Ensaio	
	Carga das estacas (kN)	Eficiência η^* (-)	Carga das estacas (kN)	Eficiência η^* (-)
uma Estaca (Q_P)	419,18	—	—	—
Duas estacas (Q_{PG})	850	1,01	750	0,89
Tres estacas (Q_{PG})	1100	0,88	1100	0,87
Quatro estacas (Q_{PG})	1800	1,07	1780	1,06
Cinco estacas (Q_{PG})	1900	0,90	1970	0,91
Seis estacas (Q_{PG})	2520	1,0	2520	1,0

Outra análise efetuada nos grupos de estacas foi o cálculo da taxa de recalque do grupo (R_S). Esta análise relaciona o recalque do grupo (δ_G) com o recalque de uma estaca isolada (δ_E), como é apresentado na Equação 7.2 (ambos no trecho elástico). O recalque do grupo é calculado para a carga de trabalho (P_{trab}) e o recalque da estaca isolada para a carga média de trabalho do grupo (P_{med}), calculado como a carga de trabalho dividida pelo número de estacas. Os recalques no trecho elástico dos grupos estão apresentados na

Figura 7.21. O resumo das informações obtidas e os valores de (R_S) , correspondentes às cargas admissíveis para os grupos de estacas são mostrados na Tabela 7.19. Nesta tabela, apresenta-se o cálculo do fator de grupo R_G , calculado pela Equação 7.3, e que é taxa de recalque do grupo (R_S) dividida pelo número de estacas. Outro cálculo realizado foi a razão de recalque aparente (R) , a qual é função do número de estacas, do espaçamento entre estacas (s) , e do comprimento da estaca (L) , como é apresentado na Equação 7.4. Das informações anteriormente obtidas, realizaram-se análises semelhantes às sugeridas por Mandolini et al. (2005) e apresentadas por Cartaxo (2011), obtendo os resultados apresentados na Figura 7.22. Mandolini et al. (2005) usaram uma expressão aproximada para o cálculo do R_S propostas por Randolph e Clancy (1993) referenciada no mesmo trabalho, a qual é apresentada na Equação 7.5. Ademais à análises realizadas, foi calculada a relação (G_E) , a qual é a carga média do grupo dividido pela carga da estaca individual para o mesmo deslocamento $(P_{med_{elas}})$, ambos no trecho elástico, isto é apresentado na Equação 7.6.

$$R_S = \frac{\delta_G}{\delta_E} \quad (7.2)$$

$$R_G = \frac{R_S}{n_e} \quad (7.3)$$

$$R = \sqrt{\frac{n_e s}{L}} \quad (7.4)$$

$$R_S = 0,29n_e R^{-1,35} \quad (7.5)$$

$$G_E = \frac{P_{trab}/n_e}{P_{med_{elas}}} \quad (7.6)$$

Tabela 7.19: Dados usados para o calculo da Razão aparente (R) e (G_E)

Grupo Estacas	P_{trab}^1 (kPa)	P_{med} (kPa)	$P_{med_{elas}}$ (kPa)	δ_G (mm)	δ_E (mm)	R_S (-)	R_G (-)	R (-)	G_E (-)
2	566,6	283,3	310	3,9	4,0	0,98	0,49	0,39	0,91
3	733,3	244,43	230	4,2	4,8	0,88	0,29	0,46	0,97
4	1200	300	340	4,3	5,2	0,83	0,31	0,54	0,88
5	1266,6	253,32	280	4,3	4,1	1,04	0,23	0,51	0,9
6	1680	280	300	7,3	8,0	0,91	0,15	0,66	0,93

¹ O fator de segurança é 1,5 para o calculo da carga de trabalho, como foi proposto no trabalho de Cartaxo (2011)

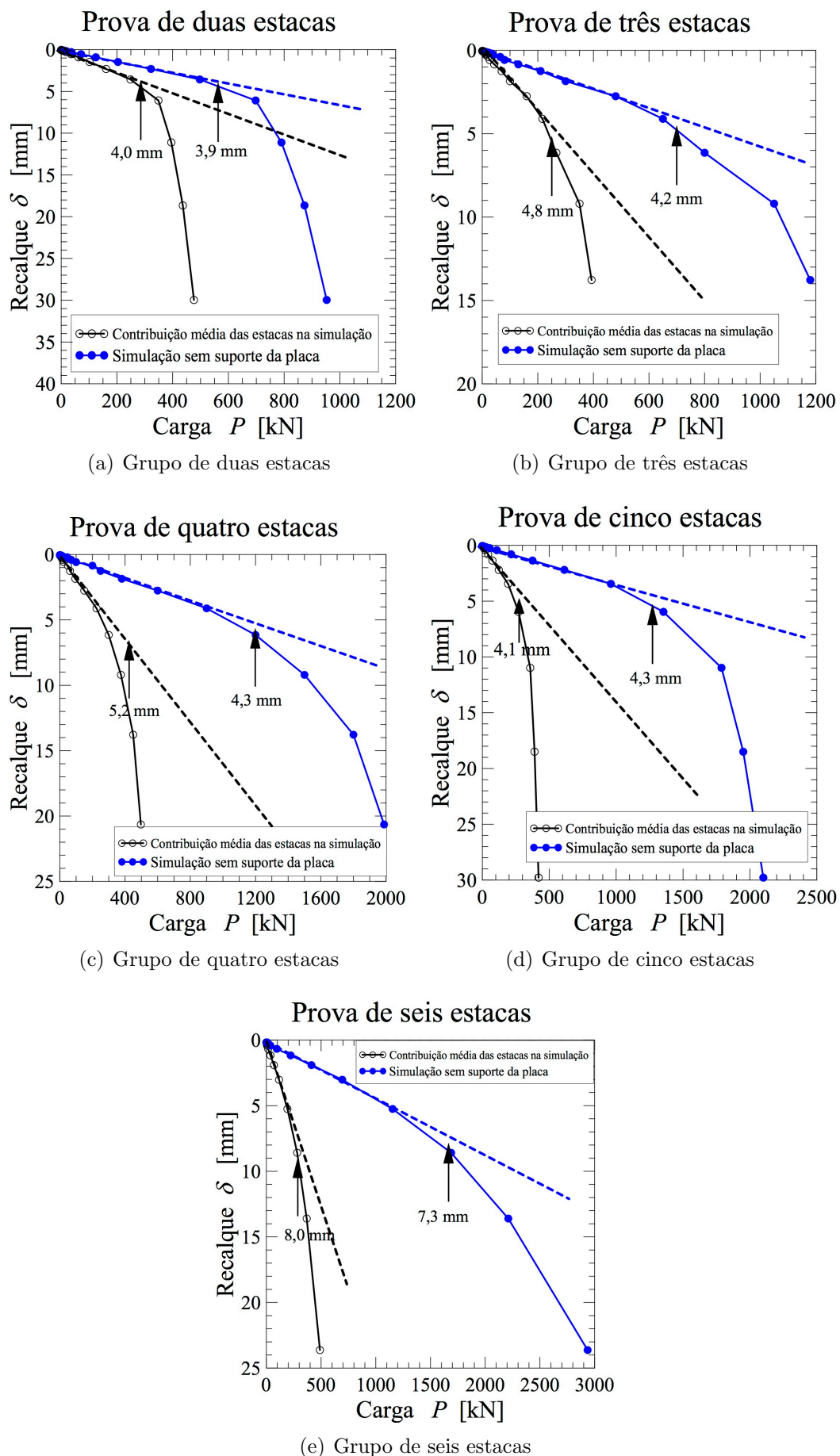
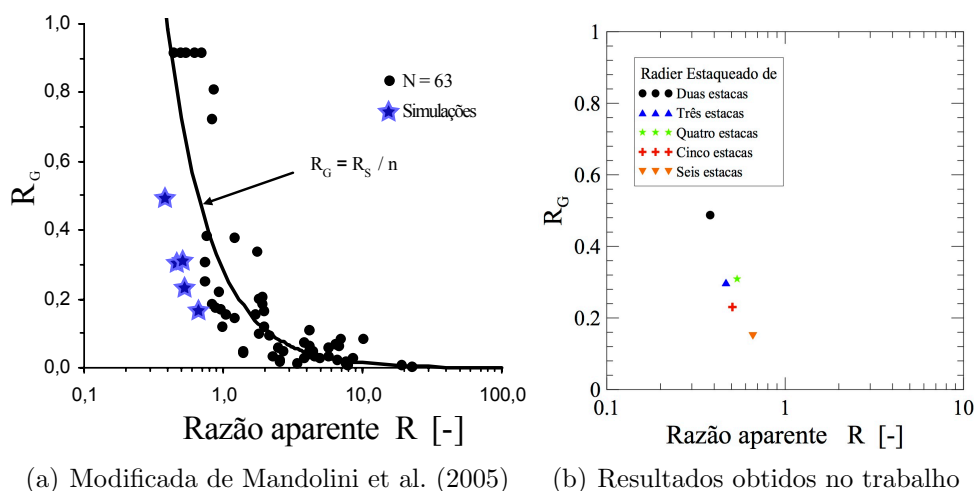
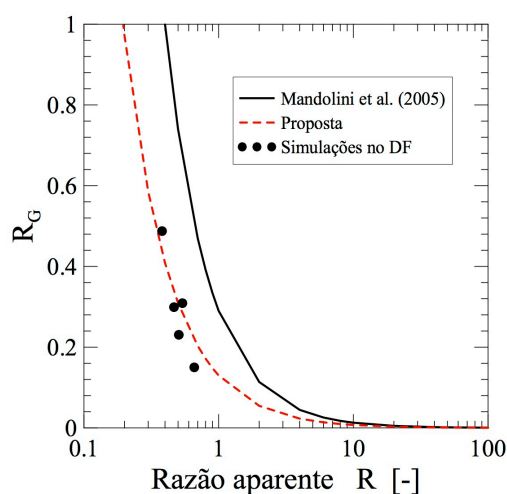


Figura 7.21: Determinação dos recalques, nos trechos elásticos

Figura 7.22: Relação entre R_G e R

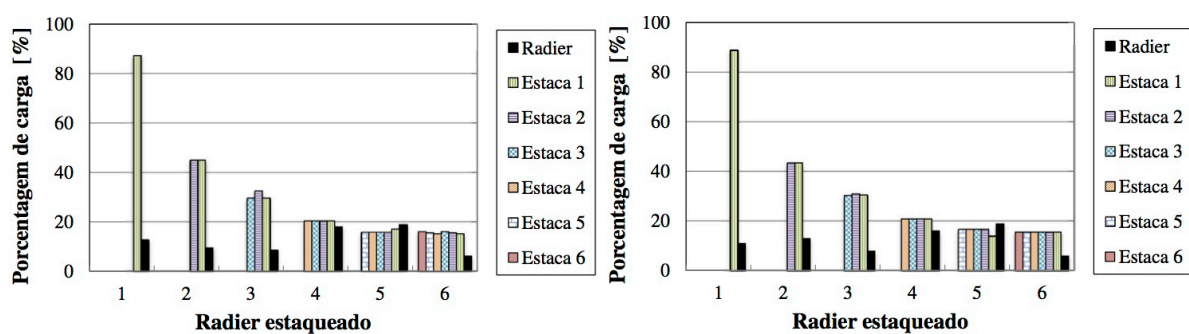
Observando, os resultados das simulações realizadas das provas de carga no solo do DF, apresentou-se uma nova proposta para este solo baseado na fórmula apresentada por Mandolini et al. (2005) na Equação 7.5, onde foi realizado um ajuste das constantes da equação, obtendo a Equação 7.7. Esta equação está plotada na Figura 7.23, onde é comparada com a equação original e os pontos das simulações. A partir deste resultado, pode-se saber empiricamente os recalques do grupo de estacas e o recalque individual de uma estaca (Mandolini et al., 2005).

$$R_S = 0,13n_e R^{-1,25} \quad (7.7)$$

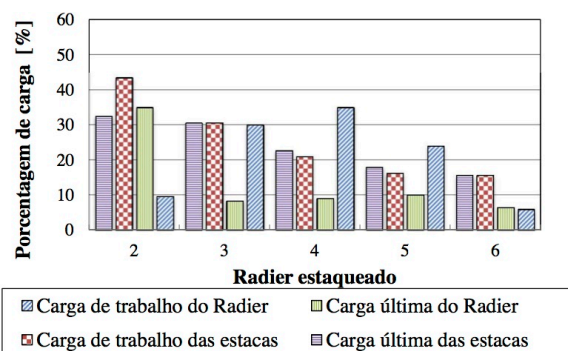
Figura 7.23: Proposta realizada para a relação entre R_G e R

Nos resultados obtidos nas simulações dos radier estaqueados na carga última e na carga de trabalho, observou-se as porcentagens de carga estimadas pelas estacas e no

radier em cada um dos radier estaqueados estudados. Através desta observação conclui-se que quanto maior o número de estacas no radier estaqueado menor é sua contribuição no menmo, como é apresentado nas Figuras 7.24a e 7.24b. Este comportamento também foi observado experimentalmente de uma forma “aproximada” calculando a carga média das estacas na carga última e de trabalho, dividindo-se a carga do grupo de estacas pelo número de estacas, como se apresenta na Figura 7.24c. Quanto à porcentagem de carga do radier nas simulações, estas apresentaram uma porcentagem menor de carga em comparação à porcentagem das estacas. O contrario foi observado somente no radier estaqueado de cinco estacas onde o radier absorve 3 % a mais da carga em relação á carga média das estacas. Nas porcentagens de carga dos radiers obtidas de forma aproximada, calculada como a subtração entre a carga do radier estaqueado e a carga do grupo de estacas, nas provas de carga, observou-se um comportamento diferente, já que, o radier do radier estaqueado de duas estacas apresenta uma maior contribuição com respeito á carga média das estacas na carga última. Isto também ocorreu na carga de trabalho nos radier estaqueados de três, quatro e cinco estacas, onde a contribuição do radier é maior do que a contribuição média das estacas.



(a) Porcentagem de carga das partes do radier estaqueado na carga última (b) Porcentagem de carga das partes do radier estaqueado na carga de trabalho



(c) Porcentagem de carga média, aproximada, das estacas e do radier nas cargas últimas e de trabalho, nos ensaios

Figura 7.24: Porcentagem de cargas das estacas e do radier nos radier estaqueados estudados

Na Figura 7.25 os dados da figura anterior são plotados, para a carga última e de trabalho. Deste dados, observou-se que as tendências das porcentagens das contribuições nas simulações são iguais nas carga última e na de trabalho (Figura 7.25a). Isto não ocorreu nos dados obtidos experimentalmente onde se obteve diferentes tendências na carga última e na carga de trabalho, em comparação à simulações. A diferença maior foi obtida na carga de trabalho, onde as porcentagens de carga absorvida pelos radiers eram maiores do que a média das estacas, com valores de 7 % no radier estaqueado de três estacas, de 18 % no radier estaqueado de quatro estacas, e de 9 % no radier estaqueado de cinco estacas.

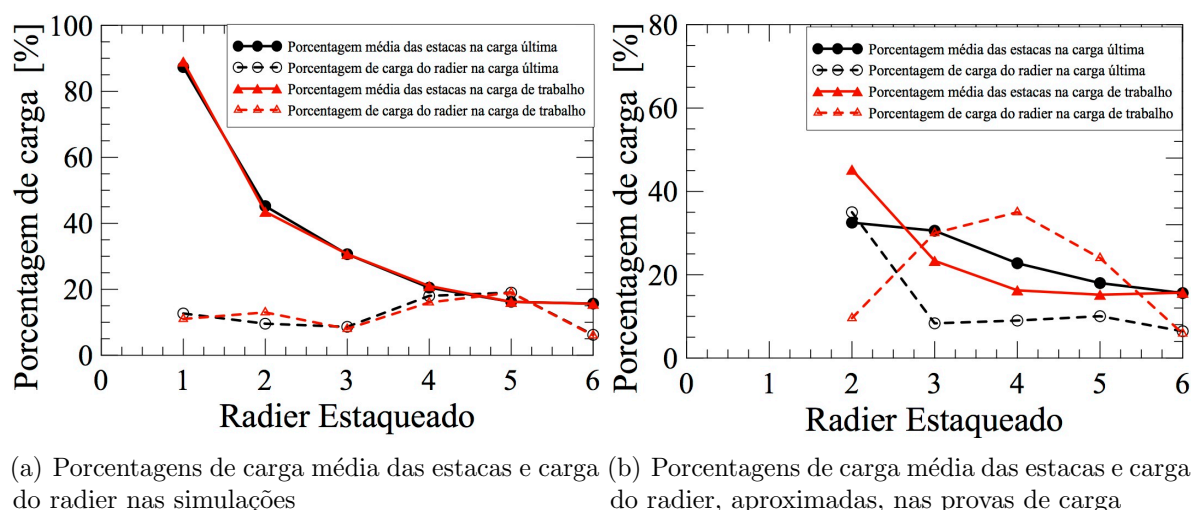
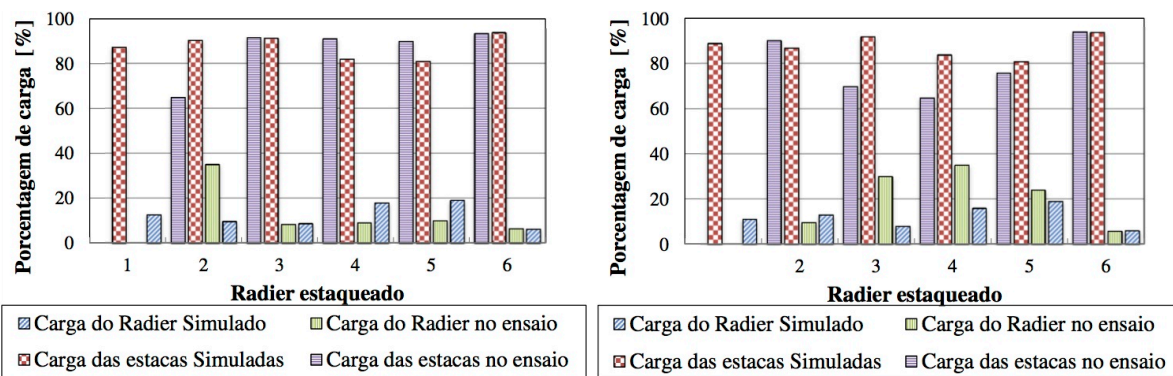


Figura 7.25: Porcentagens de cargas das estacas e do radier nos radier estaqueados estudados

Na Figura 7.26, apresenta-se uma comparação das contribuições realizadas por cada parte do radier estaqueado nas simulações e nas provas de carga, para a carga última e a carga de trabalho. Observou-se que as simulações efetuadas no grupos de três e seis estacas são as mais próximas às provas de carga na carga última, e as simulações efetuadas no grupos de duas e seis estacas são as mais próximas às provas de carga na carga de trabalho. A simulação que difere em maior porcentagem foi obtida no radier estaqueado de duas estacas na carga última, e na carga de trabalho foi a de três estacas, como é apresentado na Tabela 7.20. Adicionalmente, na Figura 7.26, observa-se que a maior porcentagem na carga última e na carga de trabalho é absorvida pelas estacas. A contribuição maior das estacas esta no grupo de seis estacas com um valor de 93,8 % na carga última e de 94 % na carga de trabalho.



(a) Porcentagens de cargas das estacas e do radier na carga última (b) Porcentagens de cargas das estacas e do radier na carga de trabalho

Figura 7.26: Comparação das porcentagens de contribuição do radie e as estacas, nas simulações e nos ensaios

Tabela 7.20: Comparação das porcentagens de contribuição do radier e as estacas na carga última e na carga de trabalho

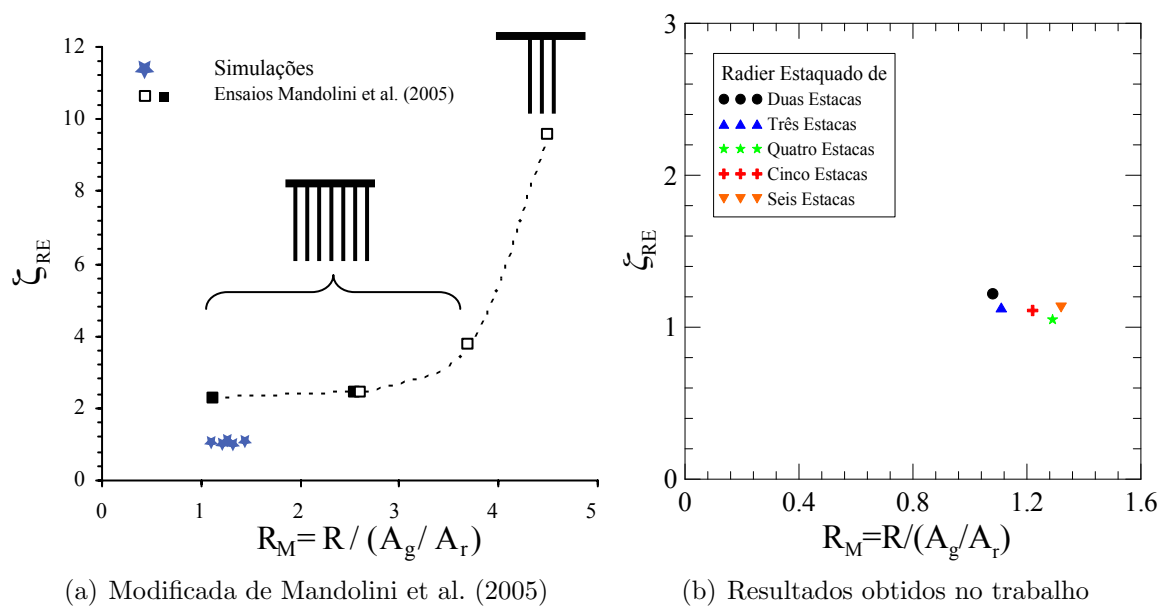
	Carga última				Carga de trabalho			
	Simulação		Ensaio		Simulação		Ensaio	
Radier estaqueado	Radier (%)	Estacas (%)	Radier (%)	Estacas (%)	Radier (%)	Estacas (%)	Radier (%)	Estacas (%)
uma Estaca	12,67	87,33	—	—	11	89	—	—
Duas estacas	9,57	90,43	35	65	13	87	9,5	90,5
Tres estacas	8,62	91,38	8,33	91,66	8	92	30	70
Quatro estacas	18	82	9	91	16	84	35	65
Cinco estacas	19	81	10,05	89,95	19	81	24	76
Seis estacas	6,2	93,8	6,42	93,58	6	94	6	94

Uma análise comparativa entre os ensaios realizados neste trabalho e aqueles feitos em centrífuga, reportados em Mandolini et al. (2005) foi realizada, onde cinco diferentes tipos de grupos de radier estaqueados foram testados, gerando grandes deslocamentos. A partir destes, observou-se que a contribuição do radier está fortemente associado aos deslocamentos obtidos, conforme apresentado na Figura 7.27a. Segundo Cooke (1986), a contribuição do radier em um radier estaqueado pode ser determinada pelo coeficiente ζ_{RE} que representa a relação da capacidade de carga do radier estaqueado (P_{RE}) e a capacidade de carga do grupo de estacas (P_{GE}), como descrito na Equação 7.8. As informações para realizar esta análise estão na Tabela 7.21, a qual apresenta a área do grupo (A_g) (área entre eixos das estacas) e área do radier (A_r), a relação da razão aparente e as áreas (R_M). Na Figura 7.27, se apresentam os resultados obtidos em ambos os trabalhos.

$$\zeta_{RE} = \frac{P_{RE}}{P_{GE}} \quad (7.8)$$

Tabela 7.21: Dados para obter a relação entre R_M e ζ_{RE}

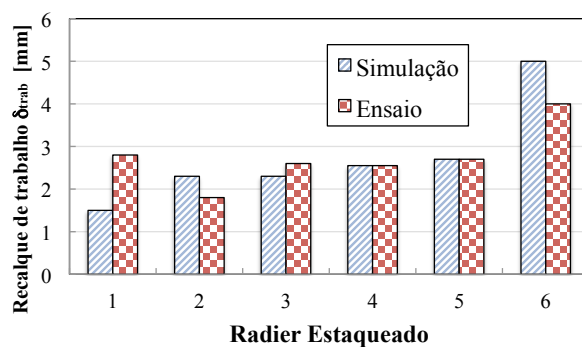
Radier Estaqueado	A_g (m ²)	A_r (m ²)	A_g/A_r (-)	R (-)	R_M (kN)	P_{RE} (kN)	P_{GE} (-)	ζ_{RE} (-)
2	0,1102	0,315	0,349	0,38	1,08	920	750	1,22
3	0,2204	0,525	0,419	0,466	1,11	1250	1100	1,13
4	0,3364	0,81	0,415	0,538	1,29	1875	1780	1,05
5	0,3364	0,81	0,415	0,5062	1,22	2190	1970	1,11
6	0,6728	1,35	0,498	0,659	1,32	2850	2520	1,13

Figura 7.27: Relação entre R_M e ζ_{RE}

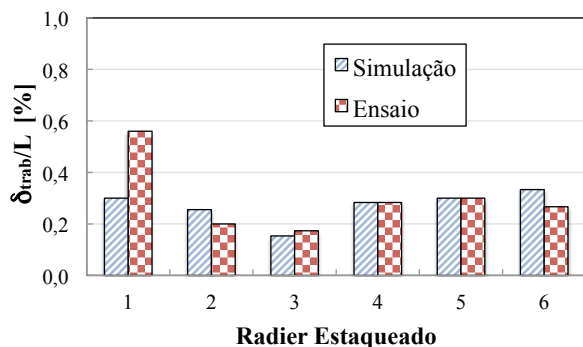
A partir da figura anterior, observa-se uma variabilidade baixa do fator ζ_{RE} , no entanto, a mesma está coerente com o trabalho feito por Cooke (1986), onde verifica-se uma redução do fator ζ_{RE} com o aumento do número de estacas (Tabela 7.21). Analisando a Figura 7.27a, observa-se que os pontos das simulações encontram-se abaixo da curva reportada por Mandolini et al. (2005). Além disto observa-se que nesta pesquisa, utilizaram-se nas bordas do radier estacas distribuídas e um radier infinitamente rígido, para os deslocamentos.

Calculou-se o recalque relativo a carga de trabalho com um fator de segurança de dois. A carga última foi determinada pela norma NBR 6122 (2010), como apresenta a Figura 7.28a. Desta Figura, observou-se que as maiores diferenças entre o recalque de trabalho da simulação e o recalque de trabalho do ensaio são apresentados nos radier estaqueados de uma e seis estacas. Isto ocorre porque nenhuma das duas simulações foi capaz de representar a rigidez das curvas apresentadas nas provas de carga. Os radier estaqueados

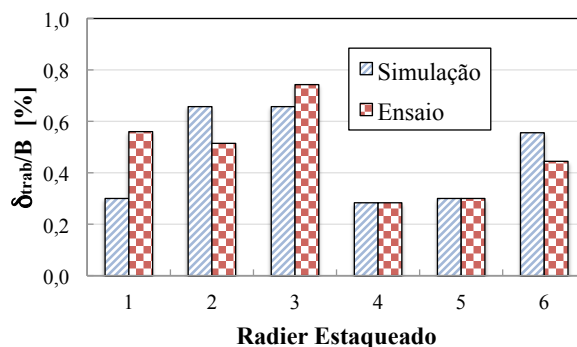
que apresentaram as menores diferenças entre o recalque correspondente à carga de trabalho estimada pela simulação e pela prova de carga foram os radier estaqueados de quatro e cinco estacas. Atribui-se a esse resultado as menores concordâncias entre as curvas experimentais e as simulações obtidas desses casos. Nas Figuras 7.28b e 7.28c realizam-se a normalização do recalque de trabalho com relação ao comprimento (L) e a largura (B) do radier em porcentagem, e os resultados obtidos apresentam valores menores que 1 %. Na Figura 7.28b, observou-se que as porcentagem reportadas nas simulações têm um intervalo pequeno de variação, com valores de 0,2 a 0,3 %, mesmos porcentagens encontradas nos ensaios, exceto no radier estaqueado de uma estaca com uma porcentagem de 0,6 %. Na Figura 7.28c apresenta-se um intervalo maior das porcentagens, variando de 0,3 a 0,7 %. Nas simulações, as maiores porcentagens são dos radier estaqueados de duas e três estacas com porcentagem de 0,7 % e as menores dos radier estaqueados de quatro e cinco estacas com uma porcentagem de 0,3 %. As porcentagens encontradas nos ensaios, apresentam dois comportamentos, o primeiro é nos radier estaqueados de uma a três estacas com porcentagens de 0,5 a 0,7 % e o segundo para os radier estaqueados de quatro a seis estacas com um intervalo nas porcentagens de 0,3 a 0,4 %.



(a) Recalque na carga de trabalho



(b) Recalque de trabalho normalizado com o comprimento



(c) Recalque de trabalho normalizado com a largura

Figura 7.28: Recalque de trabalho normalizado com as dimensões do radier

Das análises anteriormente apresentadas e com a Figura 7.28b, obtém-se um critério de recalque para a carga de trabalho em radier estaqueados. Isto foi baseado no critério da carga última pela norma NBR 6122 (2010). O critério de recalque para a carga de trabalho (δ_{trab}) foi obtido como o valor médio calculado da relação recalque na carga de trabalho e a comprimento do radier (L), cujo valor médio, descartando o valor experimental do radier estaqueado de uma estaca, foi de 0,25 e apresentou um desvio padrão de 0,06. A expressão obtida é apresentada na Equação 7.9. Esta proposta tem como objetivo realizar calculos aproximados do recalque até que se atinja a carga de trabalho neste tipo de estaca estudada no solo do DF ou até que se saiba a carga de trabalho em uma prova de carga sem que o radier estaqueado seja levado á ruptura.

$$\delta_{trab} = 0,25L \quad (7.9)$$

Realizou-se uma análise das tensões médias no radier e da somatória das tensões absorvidas pelas estacas, como se apresenta na Figura 7.29a. A partir desta análise, observou-se que a maior parcela das tensões do sistema é absorvida pelas estacas. Nas situações em que o radier absorve mais tensão as estacas absorvem menos. Na Figura 7.29b, apresenta-se um exemplo das tensões absorvidas por cada uma das partes do radier estaqueado de cinco estacas. Este também foi o radier estaqueado com a maior tensão no radier (5 %). Na figura, observa-se uma diminuição da porcentagem de tensões estimadas em comparação às porcentagens de carga tomadas pelo radier.

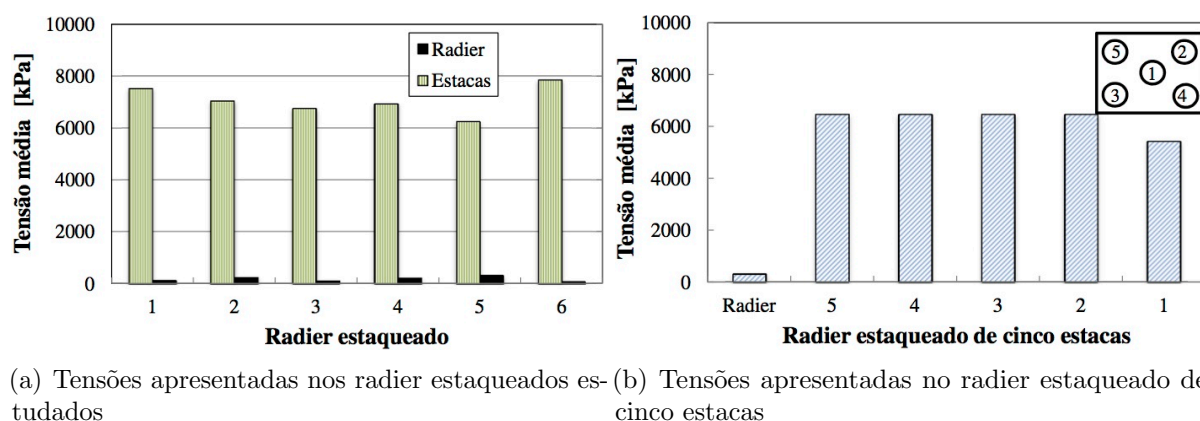


Figura 7.29: Tensões na carga de trabalho apresentadas nos radier estaqueados

Por último, nas Tabelas 7.22. e 7.23, apresentam-se os parâmetros médios e a variâncias obtidas em cada camada usada no modelo de elementos finitos. Destas tabelas, observou-se

que o ângulo de atrito nas simulações do grupo de estacas (G-E) é menor que aqueles apresentados nas simulações de radier estaqueados (R-E), pois, a lei de atrito é função do ângulo de atrito. Com relação ao módulo de Elasticidade, apresentaram-se também valores menores nas simulações de grupos de estacas. Quanto aos valores da coesão, estes não apresentaram uma diferença grande dos valores médios. Na relação de Poisson, usou-se os mesmos parâmetros iniciais, e portanto não houve variância.

Tabela 7.22: Parâmetros médios obtidos nas simulações de elementos finitos para radier estaqueado

Profundidade (m)	ϕ		E		c		μ	
	Média (°)	Variância (%)	Média (MPa)	Variância (%)	Média (kPa)	Variância (%)	Média (-)	Variância (%)
0 – 5	32,67	3,22	—	—	—	—	—	—
5 – 8	37	4	36,33	9,89	23	17	0,305	—
8 – 9	40	6	57,16	108,13	46,16	16,80	0,29	—
9 – 14	36,67	0,55	34	8	25,67	13,89	0,305	—

Tabela 7.23: Parâmetros médios obtidos nas simulações de elementos finitos para grupo de estacas

Profundidade (m)	ϕ		E		c		μ	
	Média (°)	Variância (%)	Média (MPa)	Variância (%)	Média (kPa)	Variância (%)	Média (-)	Variância (%)
0 – 5	32,67	3,22	—	—	—	—	—	—
5 – 8	34,16	12,8	34,6	30,24	21,6	0,64	0,305	—
8 – 9	38,1	11,47	48,8	172,16	49	4	0,29	—
9 – 14	37	0,0	34,4	8,64	27,2	18,56	0,305	—

Nas Figuras 7.30 e 7.31 comparam-se os valores médios dos ensaios de campo realizados no campo experimental, e os parâmetros obtidos nas simulações realizadas para os radier estaqueados (R-E) e grupos de estacas (G-E). Destas comparações, observa-se que os valores do ângulo de atrito, para os radier estaqueados, estão intermediários com relação à faixa de valores encontrados pelo ensaio SPT e DMT até os 8 metros. Já para o grupo de estacas, os valores do ângulo de atrito são próximos aos valores médios obtidos do ensaio SPT. Quanto ao módulo de elasticidade, os valores estimados encontram-se próximos aos valores estimados a partir dos ensaios SPT nos dois casos, ou seja, tanto para radier estaqueados quanto grupos de estacas.

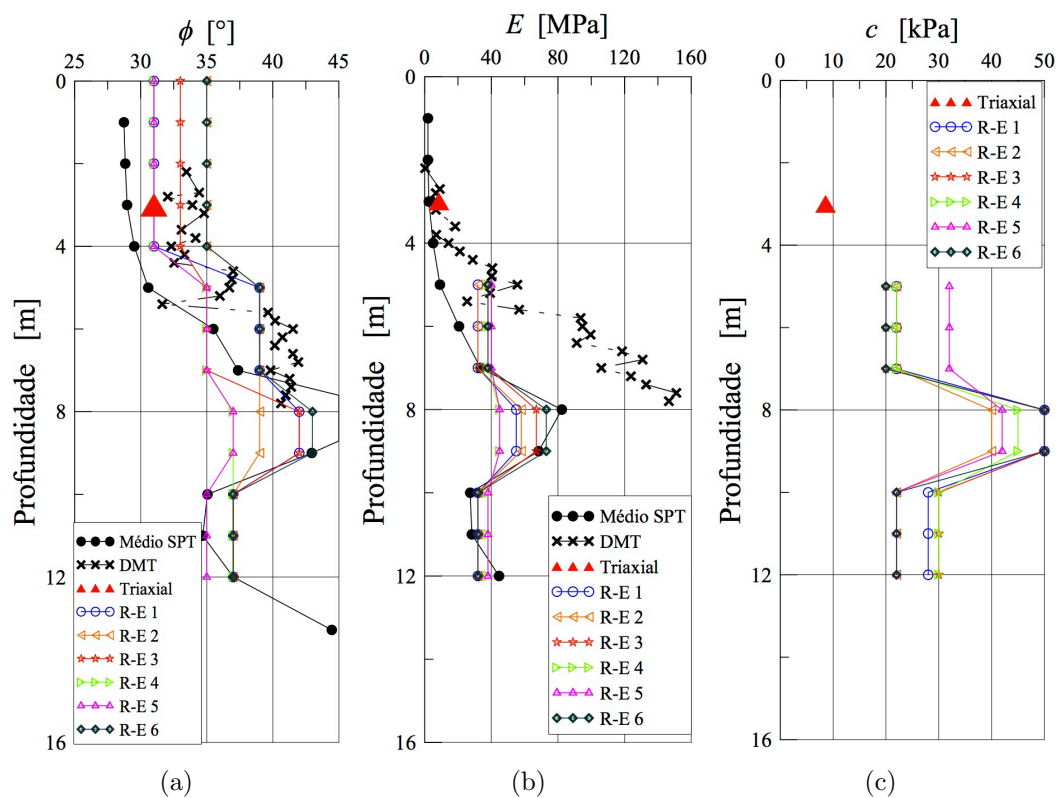


Figura 7.30: Parâmetros calibrados a partir das simulações de radier estaqueados (R-E) e comparados com os ensaios realizados

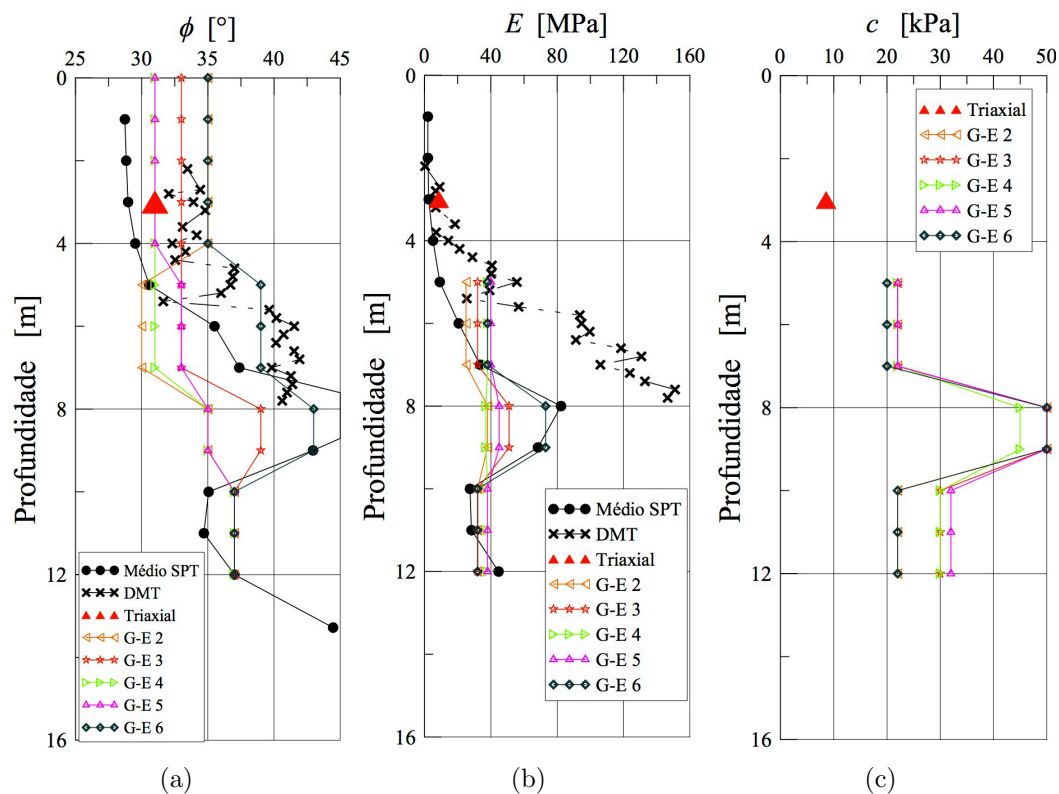


Figura 7.31: Parâmetros calibrados a partir das simulações de grupos de estacas (G-E) e comparados com os ensaios realizados

7.7 CONCLUSÕES PARCIAIS OBTIDAS DAS MODELAGENS EM ELEMENTOS FINITOS

Este capítulo apresenta as simulações em elementos finitos dos radier estacados testados no campo experimental. Destas simulações, são obtidas várias conclusões da pesquisa, de caráter geral e específico. Na sequência, apresentam-se algumas conclusões que não são objetivos principais desta pesquisa:

Os resultados obtidos apresentam uma eficiência de 0,87 a 1,06, a qual é alta para grupos de estacas em argilas segundo Whitaker (1957) e estão próximas da eficiências das areias, que podem apresentar valores superiores, conforme descrito no trabalho de Cartaxo (2011).

A partir das figuras das tensões verticais simuladas, observou-se que quanto maior o número de estacas menos amplo é o bulbo de tensões. Observa-se, também que a carga máxima estimada pelo radier é 19 % no radier estacado de cinco estacas, e a mínima é 6,2 % no radier estacado de seis estacas. Estas porcentagens são obtidas na carga última e na carga de trabalho. Quanto as porcentagens encontradas nos ensaios, a carga maior estimada pelo radier foi de 19 % na carga última e de 35 % na carga de trabalho, estes valores são para os radier estacados de cinco e quatro estacas, respectivamente. As porcentagens menores são encontradas no radier estacado de seis estacas com um valor perto do 6 % na carga última e na carga de trabalho. Estas porcentagens obtidas experimentalmente foram calculadas de uma forma aproximada já que não se sabe os dados reais de contribuição do radier nas provas de carga do radier estacados estudados. Estas porcentagens foram calculadas de forma aproximada através da subtração entre a carga do radier estacado e a carga do grupo de estacas na carga última e na carga de trabalho.

As tensões geradas, pela ponta das estacas no solo, vão até duas ou três vezes o diâmetro da estaca. Isto, considerando até dez por cento das tensões no sistema como último valor importante. Isto foi coerente com os resultados fornecidos pelos trabalhos clássicos de fundações (Sowers & Sowers, 1970). Entretanto no radier não se encontrou a referida relação e uma das razões é o fato da maior parcela das tensões ser absorvida pelas estaca.

Nas Figuras 7.30 e 7.31 são apresentados os parâmetros obtidos a partir das simulações realizadas nos radier estaqueados com e sem suporte da placa, além disso, esses valores são comparados com os valores estimados a partir dos ensaios de campo. Os parâmetros obtidos das simulações são aproximados com aqueles encontrados na caracterização realizada nos ensaios de campo. Mas nestas figuras, observa-se que em nenhuma das simulações feitas foram encontrados os mesmos parâmetros. Além disso, nas simulações realizadas com o suporte do radier não se verifica uma porcentagem de suporte igual àquela apresentada na prova de carga sem suporte, obtendo sempre uma porcentagem menor para o suporte do radier.

Capítulo 8

SIMULAÇÕES DE ELEMENTOS FINITOS COM A INCLUSÃO DA VARIABILIDADE DO SOLO

Como contribuição deste trabalho, mostra-se a influência da variabilidade intrínseca dos parâmetros do solo na capacidade de carga dos radier estaqueados. Isto foi realizado utilizando simulações de elementos finitos com o modelo constitutivo de Mohr Coulomb. Estas simulações foram realizadas com o método probabilístico de Monte Carlo. Os resultados foram comparados com os resultados das provas de carga, realizadas no campo experimental, a fim de validar o comportamento carga deslocamento das referidas simulações. Para tanto, compararam-se os parâmetros obtidos nos modelos constitutivos com aqueles obtidos nos ensaios laboratoriais e nos ensaios de campo. Mostram-se, ainda, as porcentagens da contribuição do radier ao considerar a variabilidade dos parâmetros do modelo e a distribuição de densidade na carga última para os raders estaqueados simulados.

8.1 SIMULAÇÕES DE MONTE CARLO

Com o objeto de entender o comportamento das estacas *Alluvial Anker* e seu comportamento em radier estaqueados no solo do DF, usou-se o método de Monte Carlo, explicado na Seção 2.7.2. Este método foi adotado para considerar a variabilidade das propriedades geomecânicas do solo. A metodologia para o uso do método e os passos utilizados para as simulações encontram-se na Figura 8.1 sendo explicados a seguir.

Passos

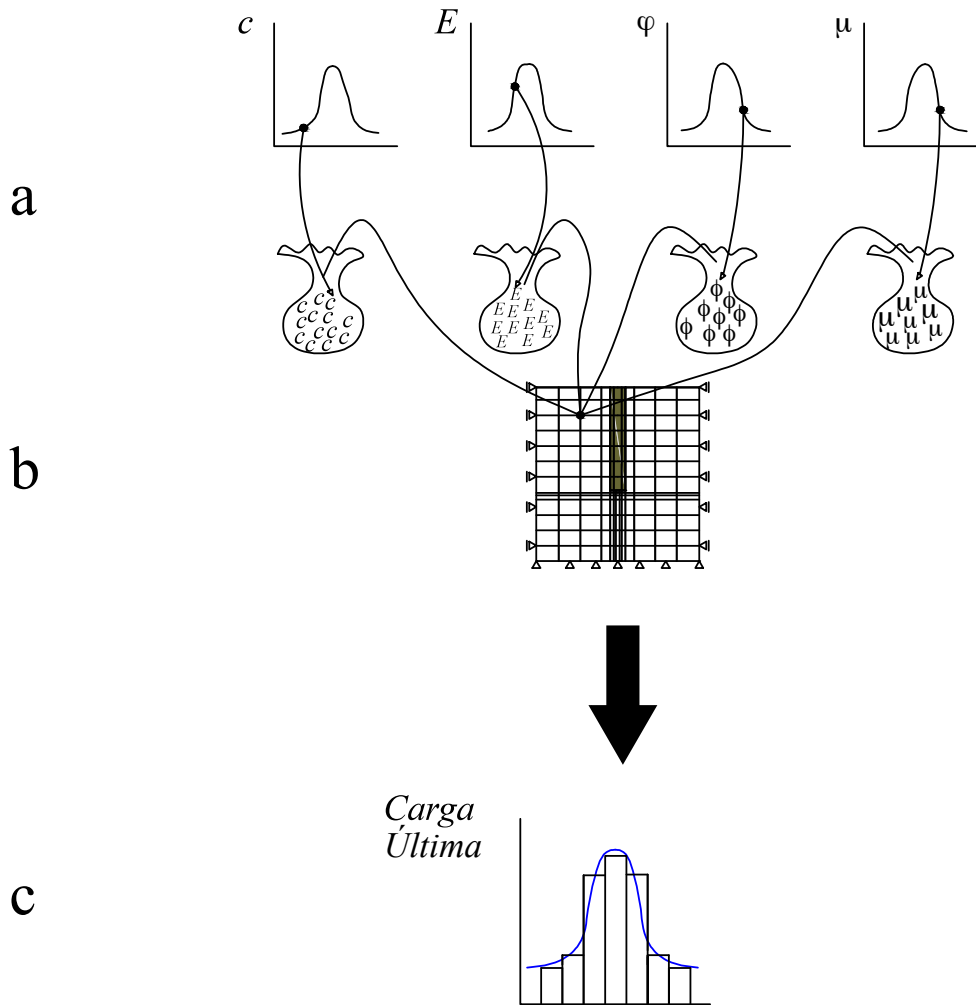


Figura 8.1: Passos realizados nas modelagens aleatórias de elementos finitos

O passo **a**, como foi mostrado na Seção 7.4 discretizou-se o domínio dos modelos de elementos finitos em quatro camadas, supondo, para facilidade dos cálculos, o estrato dois igual ao quatro. Posteriormente, em cada estrato foi designado um modelo elastoplástico Mohr Coulomb e geraram-se 5000 números aleatórios para cada parâmetro (ângulo de atrito, coesão, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson) do modelo. Estes parâmetros foram gerados por meio de rotinas do programa Matlab para uma distribuição log-normal. As distribuições para a primeira camada são mostradas nas Figuras 8.2 e para as demais camadas são apresentadas no Anexo V. Os dados necessários para gerar as distribuições são a média e o desvio padrão, os quais são apresentados na Tabela 8.1. Estes valores foram obtidos a partir da Tabela 2.5 para a coesão do material, e os demais valores foram obtidos das Tabelas 2.2 e 3.6.

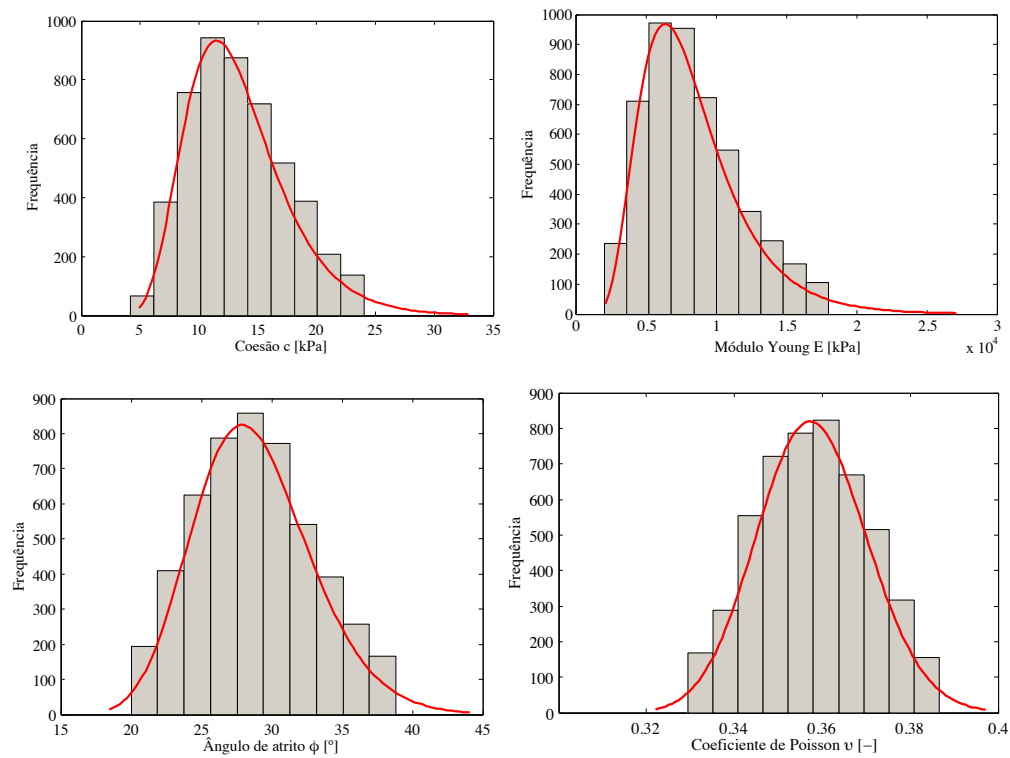


Figura 8.2: histograma de frequência e função distribuição dos parâmetros do modelo Mohr Coulomb para a primeira camada

Tabela 8.1: Variáveis estatísticas para geração de números aleatórios nas camada de solo dos modelos de elementos finitos

Parâmetro	c (kPa)	ϕ (°)	E (kPa)	μ (-)
Primeira camada				
Média de dados μ_e	14	29	9000	0,358
Coeficiente de variação c_v	0,36	0,17	0,5	0,04
Desvio padrão σ_e	5	5	4500	0,01432
Variância var	25	25	20250000	0,00020
Segunda camada				
Média de dados μ_e	20	34	38000	0,296
Coeficiente de variação c_v	0,2	0,12	0,53	0,05
Desvio padrão σ_e	4	4	20000	0,0148
Variância var	16	16	400000000	0,00021
Terceira camada				
Média de dados μ_e	50	39	60000	0,272
Coeficiente de variação c_v	0,18	0,11	0,38	0,12
Desvio padrão σ_e	9	4	22800	0,0326
Variância var	81	16	519840000	0,0010
Quarta camada				
Média de dados μ_e	28	36	43000	0,29
Coeficiente de variação c_v	0,21	0,11	0,53	0,1
Desvio padrão σ_e	6	4	23000	0,029
Variância var	36	16	529000000	0,000841

Os números aleatórios gerados correspondem ao número de simulações realizadas. Para a escolha do número de simulações, foram realizadas simulações com 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1200, 2500, 4000, 5000, 8000 e 10000 números aleatórios, escolhendo o valor mínimo de simulações onde estabilizou-se a média e desvio padrão das simulações em carga e deslocamento, conforme descrito nas Figuras 8.3 e 8.4. Isto significa que um número maior de simulações não aumentará a qualidade da resposta. Tratamento estatístico semelhante foi realizado no trabalho de Sumanta & Sivakumar (2008).

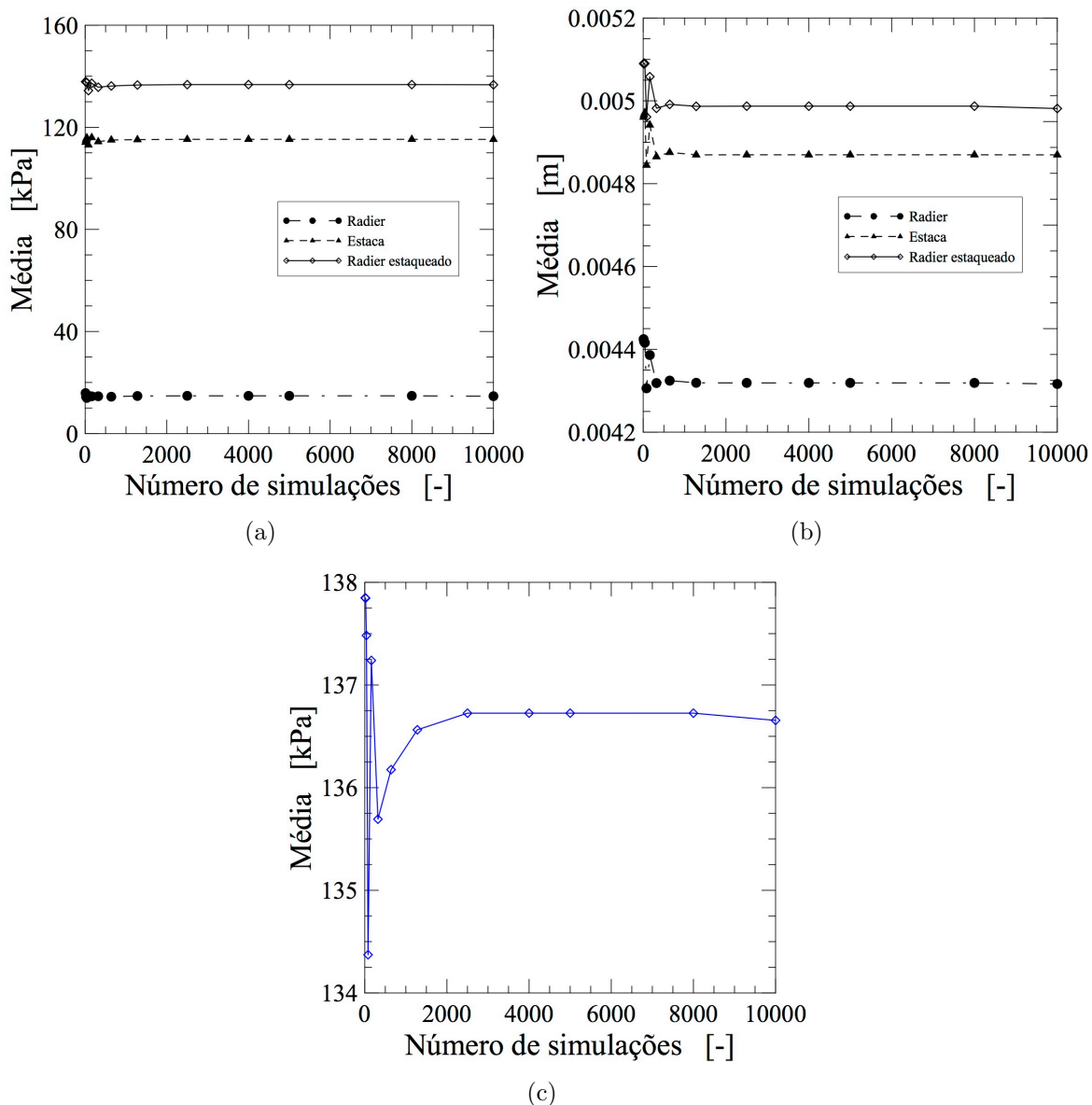


Figura 8.3: a. Média da carga última com o número de simulações realizadas para cada uma das partes do radier estaqueado; b. Média do deslocamento na carga última com o número de simulações feitas para cada uma das partes do radier estaqueado; c. Média da carga última do radier estaqueado com o número de simulações realizadas

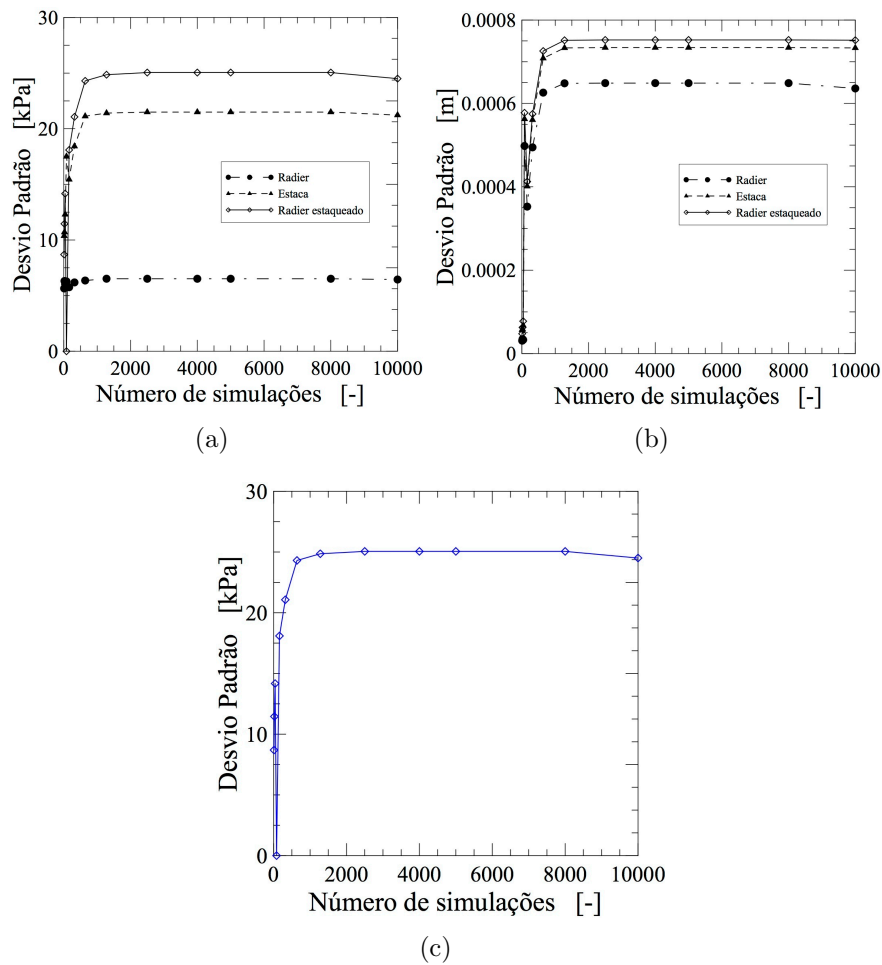


Figura 8.4: a. Desvio padrão da carga última com o número de simulações realizadas para cada uma das partes do radier estaqueado; b. Desvio padrão do deslocamento na carga última com o número de simulações realizadas para cada uma das partes do radier estaqueado; c. Desvio padrão da carga última do radier estaqueado com o número de simulações realizadas

O passo **b**, posteriormente, com os modelos de elementos finitos apresentados na seção 7.6, foram realizadas algumas alterações, de maneira que pudessem rodar de forma aleatória. As trocas realizadas nas análises de elementos finitos estocásticos são as seguintes:

- Trocar os valores fixos dos parâmetros do modelo, no modelo de elementos finitos por variáveis aleatórias. Isso foi feito por meio de uma rotina em linguagem “python”.
- Usar uma ferramenta de paralelização do programa Abaqus para o uso de diferentes números de processadores. Desta, obtém-se o número ótimo de processadores para que o programa de elementos finitos efetue a rotina de cálculo no menor tempo possível. Também, sabe-se que o número ótimo de processo depende do computador utilizado, e para este trabalho usou-se um computador com um processador Intel (R) Xeon (R) six de 2,4 GHz e 20 GB de memória RAM. Um exemplo dos resultados

obtidos dos números de processadores e os tempos de simulação são mostrados na Figura 8.5.

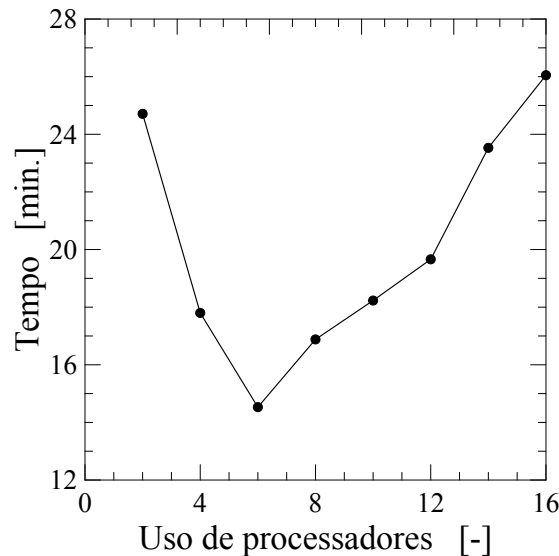


Figura 8.5: Número de processadores e tempo para o MEF de duas estacas

- Com a rotina *python* criada, realizaram-se as simulações aleatórias do modelo de elementos finitos e faz-se uma melhora na paralelização do modelo. Isto foi realizado ao perceber que a ferramenta de paralelização, dada pelo Abaqus, não utiliza o máximo da capacidade do computador. Por esta razão, introduz-se no código um comando *for* encaixado, que faz um número de simulações simultânea em um determinado tempo para ocupar a capacidade máxima do computador. Isto é realizado até conseguir o número total de simulações.
- Completadas as simulações de elementos finitos, cria-se outra rotina *python* para guardar, em um arquivo plano, as variáveis de saída importantes, que neste caso são as tensões e deslocamentos.

O passo **c**, ler os dados de tensão-deformação gerados na etapa anterior. A partir daí, calcular a curva de carga deslocamento da prova de carga e obter a carga última para cada simulação. Isto é comparado com a carga última obtida da prova de carga real. Com isto, realizam-se os tratamentos estatísticos para a obtenção da probabilidade de falha, e obtêm-se o jogo de parâmetros que melhor se ajustam à curva obtida no teste real. Isto foi realizado através de uma rotina realizada no programa Matlab.

8.1.1 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE MONTE CARLO EM RADIER ESTAQUEADOS

Como resultados das simulações de Monte Carlo, apresenta-se a Figura 8.6, que mostra as curvas de carga recalque das simulações realizadas para os radier estaqueados de uma, duas, três e quatro estacas. A mesma figura mostra a curva obtida nas provas de carga realizadas para cada um dos radier estaqueados anteriormente apresentados, com e sem a contribuição da placa. Por último, apresenta-se a linha da norma NBR 6122 (2010) para determinar a carga última. Com a interseção, entre cada uma das curvas de carga recalque e a linha da norma NBR 6122 (2010), obtêm-se a carga última para cada simulação e a prova de carga realizada. Isto foi ilustrado na Figura 8.7, onde mostra a carga última de cada simulação, em relação à carga última obtida a partir da prova de carga para os radier estaqueados de um até quatro estacas.

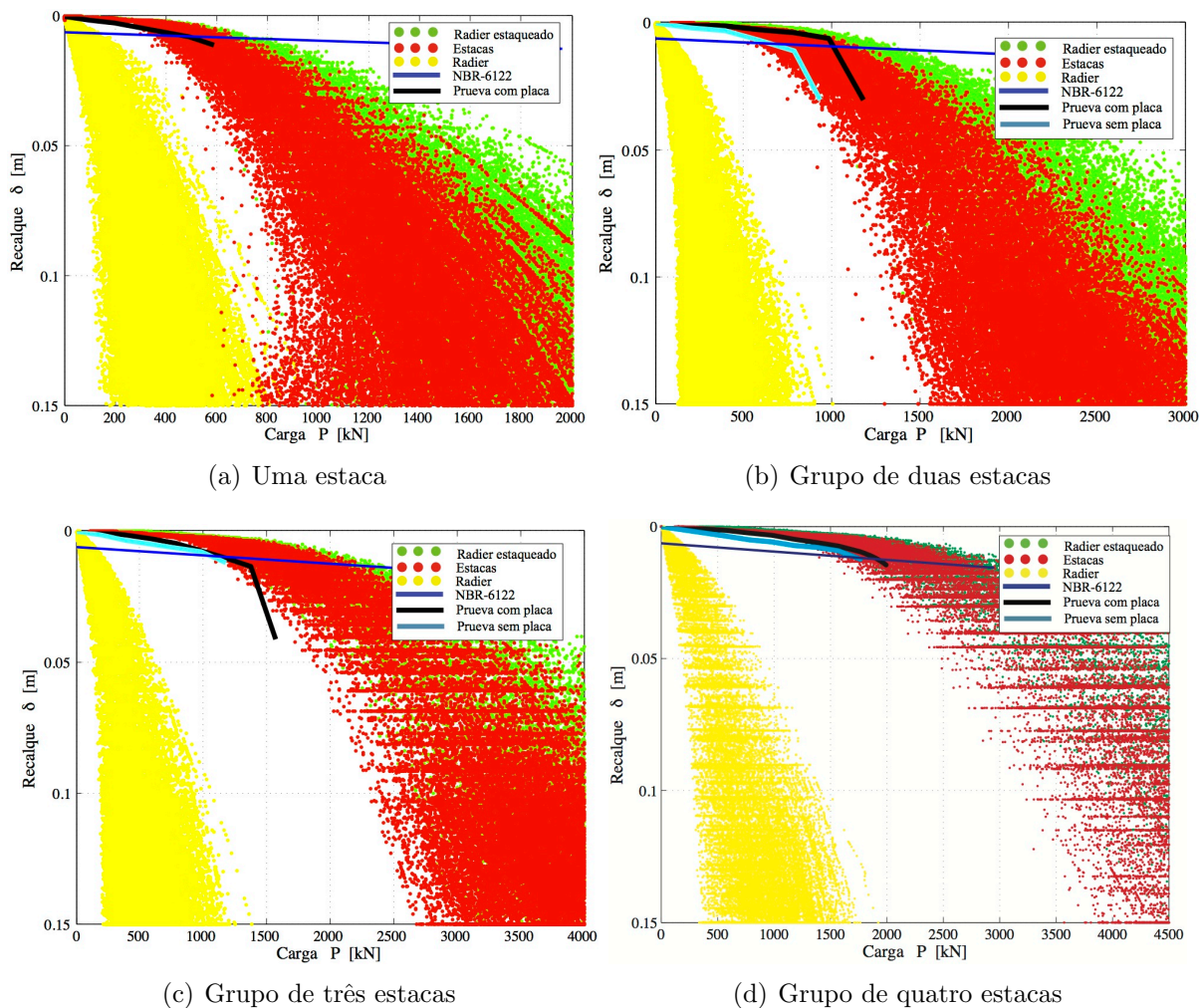


Figura 8.6: Comparação das curvas obtidas nas simulações e as curvas obtidas nas prova de carga

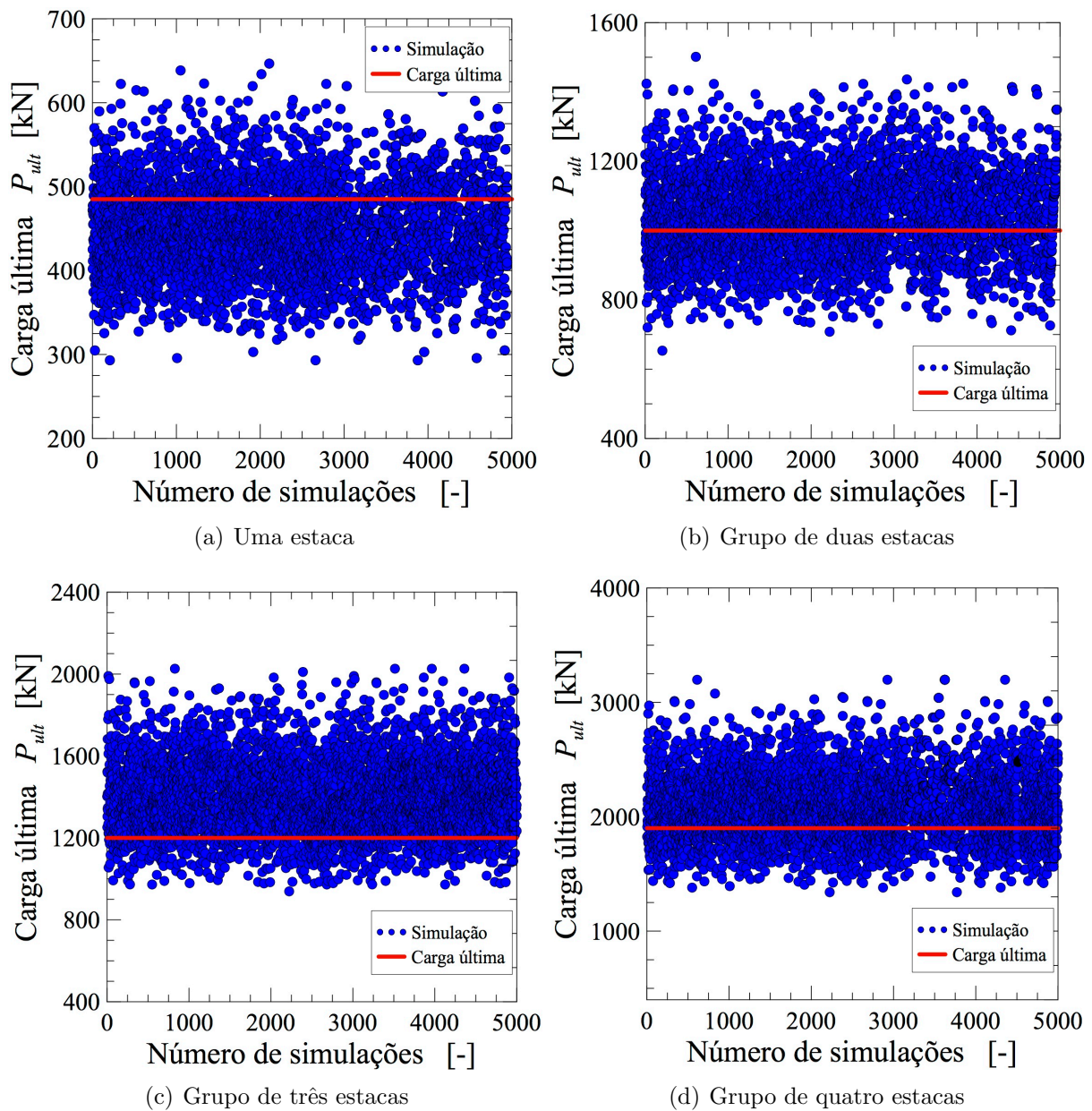


Figura 8.7: Comparação da carga última obtida das simulações e a carga última obtida das prova de carga

Com os resultados apresentados anteriormente, pode-se obter os histogramas das cargas últimas das simulações nos radier estaqueados para uma, duas, três e quatro estacas ilustrados na Figura 8.8. A partir destes histogramas carga última, adiciona-se uma linha de distribuição log-normal, com parâmetros estatísticos apresentados na Tabela 8.2. A Figura 8.9a mostra as comparações entre os histogramas obtidos para cada radier estaqueado estudado por Monte Carlo. Nesta figura observa-se que há um aumento do desvio-padrão com o aumento de número de estacas do radier estaqueado. Isto se deve ao aumento da dispersão com o aumento do recalque (Figura 8.7), e ao critério de carga última

tomada pela norma NBR 6122 (2010), pois esta tem uma inclinação que leva ao aumento do recalque último (pela carga última), o que implica em uma dispersão maior. Porém, um aspecto interessante é a pouca variação do coeficiente de variação. Tal fato decorre do aumento do desvio padrão, e também, do aumento da média dos dados, conforme é apresentado na Figura 8.9 e na Tabela 8.2. Na Figura 8.9b apresenta-se a distribuição de frequência acumulada para a linha de distribuição log-normal comparada com os dados das carga últimas obtidas. Disto foi observado que esta linha de distribuição apresenta um bom ajuste com os dados apresentados cada um dos radier estaqueados estudados.

Tabela 8.2: Parâmetros estatísticos das curva de densidade log-normal da carga última para os radier estaqueados simulados

Parâmetro	Uma	Duas	Três	Quatro
Média de dados μ_e (kPa)	386,50	880,923	1410,03	2089,87
Coeficiente de variação c_v (-)	0,12	0,12	0,13	0,14
Desvio padrão σ_e (kPa)	46,79	106,63	187,73	299,31
Variância var (kPa)	2189,62	11371,5	35241,1	89586,7

Os resultados obtidos da Figura 8.7 para carga última mostraram o seguinte comportamento das simulações: A contribuição máxima do radier é 25,48% para o sistema de uma estaca, 17,69% para duas estacas, 16,14 % para três estacas e 15,72% para quatro. A contribuição mínima do radier é de 2,90 % para o sistema de uma estaca, 2,35% para duas estacas, 1,87% para três estacas e 1,61% para quatro. Na Figura 8.10 são apresentadas as deformações obtidas pelas tensões geradas no radier. Com estas, pode-se prever a profundidade do solo que pode ser substituído, em uma possível melhoria do material sob o radier estaqueado, no caso de se pretender aumentar a resistência global do sistema. Os parâmetros obtidos da simulação que são mais próximos a carga última obtida da prova de carga, estão apresentados na Figura 8.11. A partir destes parâmetros, obtém-se a diferença entre os resultados dos ensaios de campo e as simulações. Acredita-se que, em um trabalho futuro, será possível fazer melhores ajustes nas equações utilizadas para-se calcular o comportamento destes sistemas de fundações em solos tropicais típicos da região Centro Oeste do Brasil e em outros lugares.

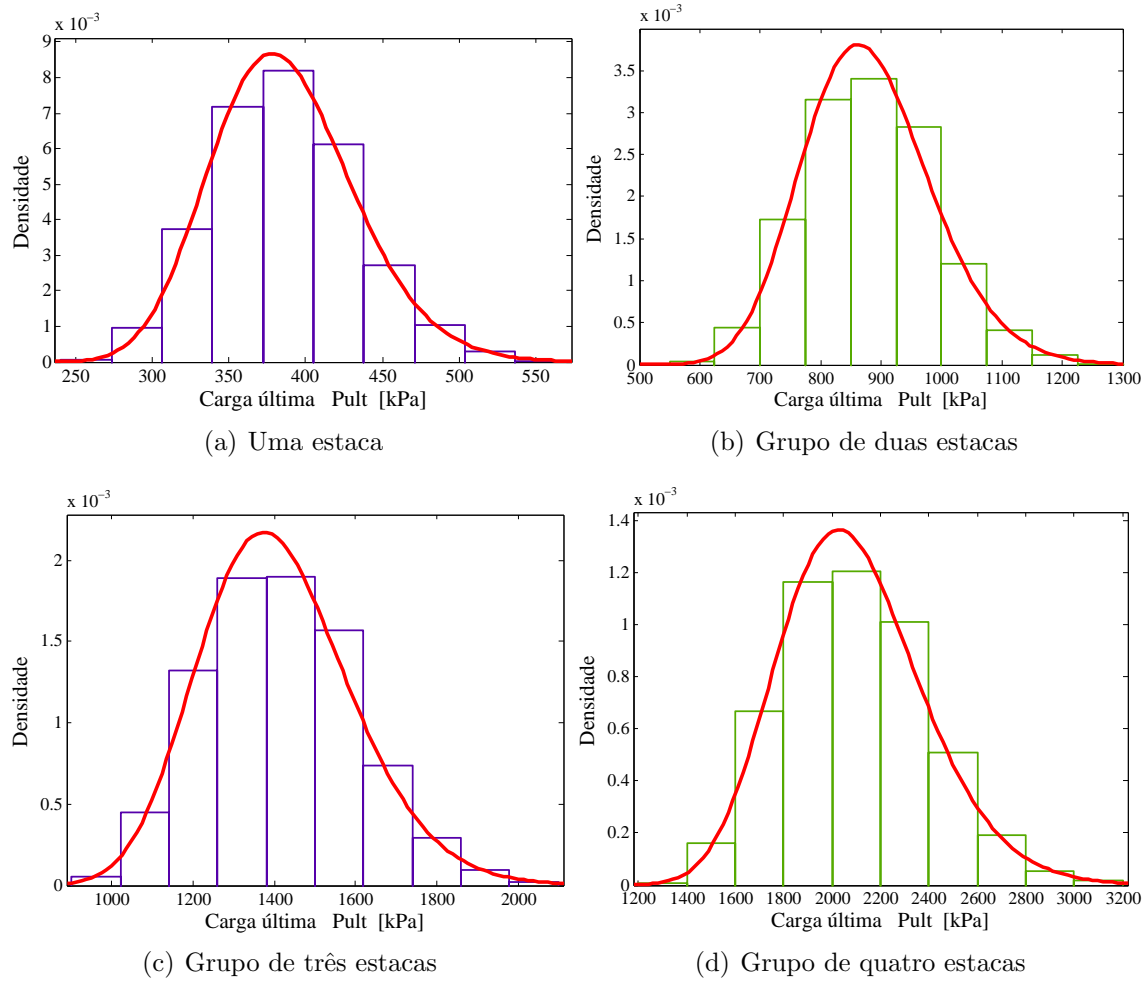


Figura 8.8: Distribuição de densidade da carga última para cada radier estaqueado

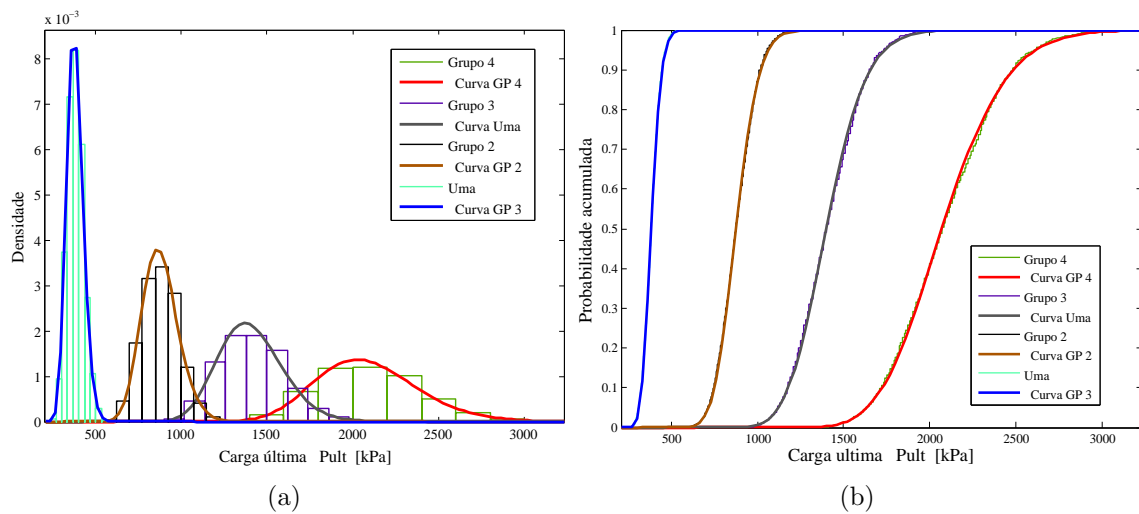


Figura 8.9: a. Distribuição de densidade da carga última para todos os radier estaqueados; b. Distribuição de frequência acumulada da carga última para todos os radier estaqueados

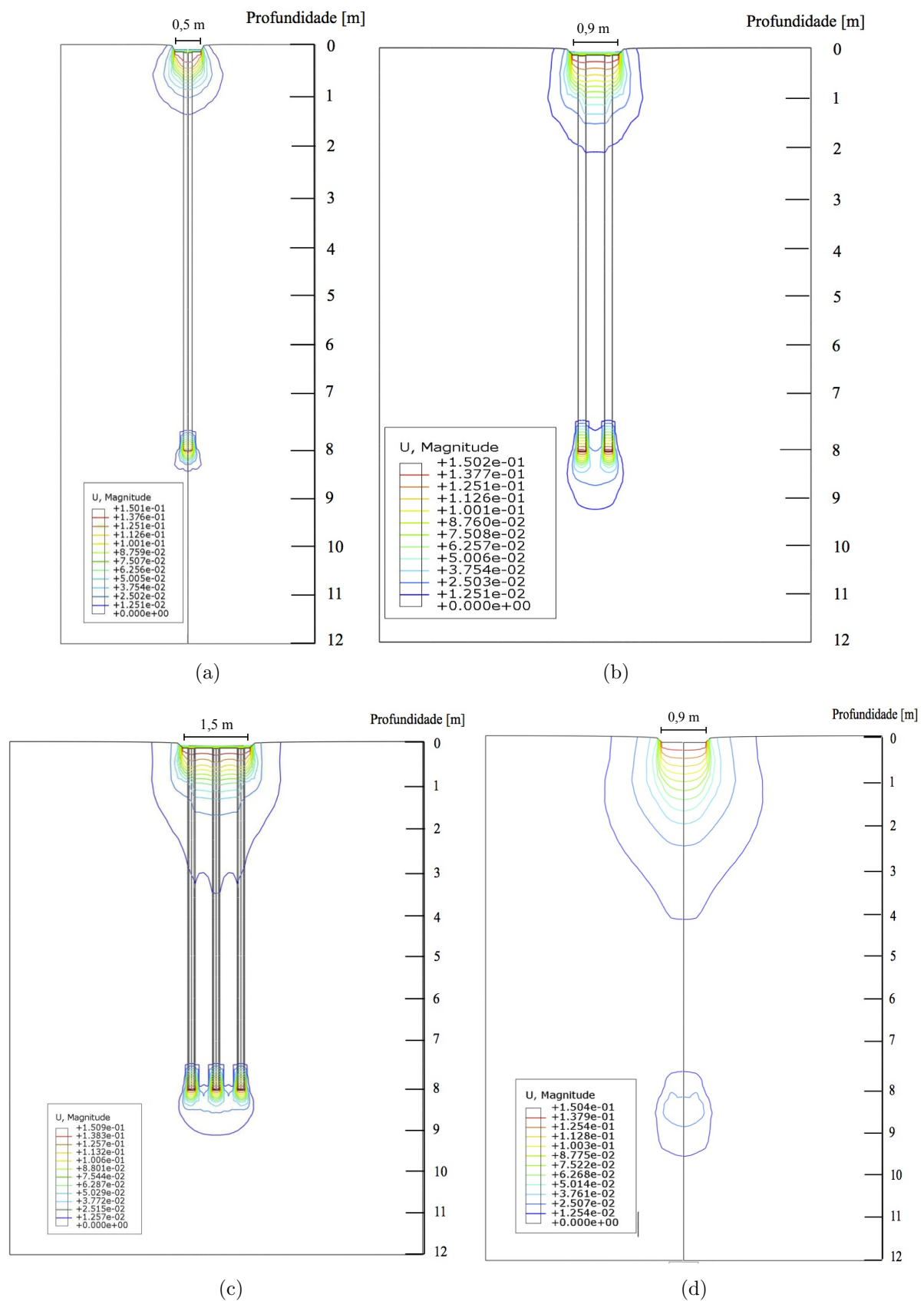


Figura 8.10: Influência do radier nas deformações do solo em metros

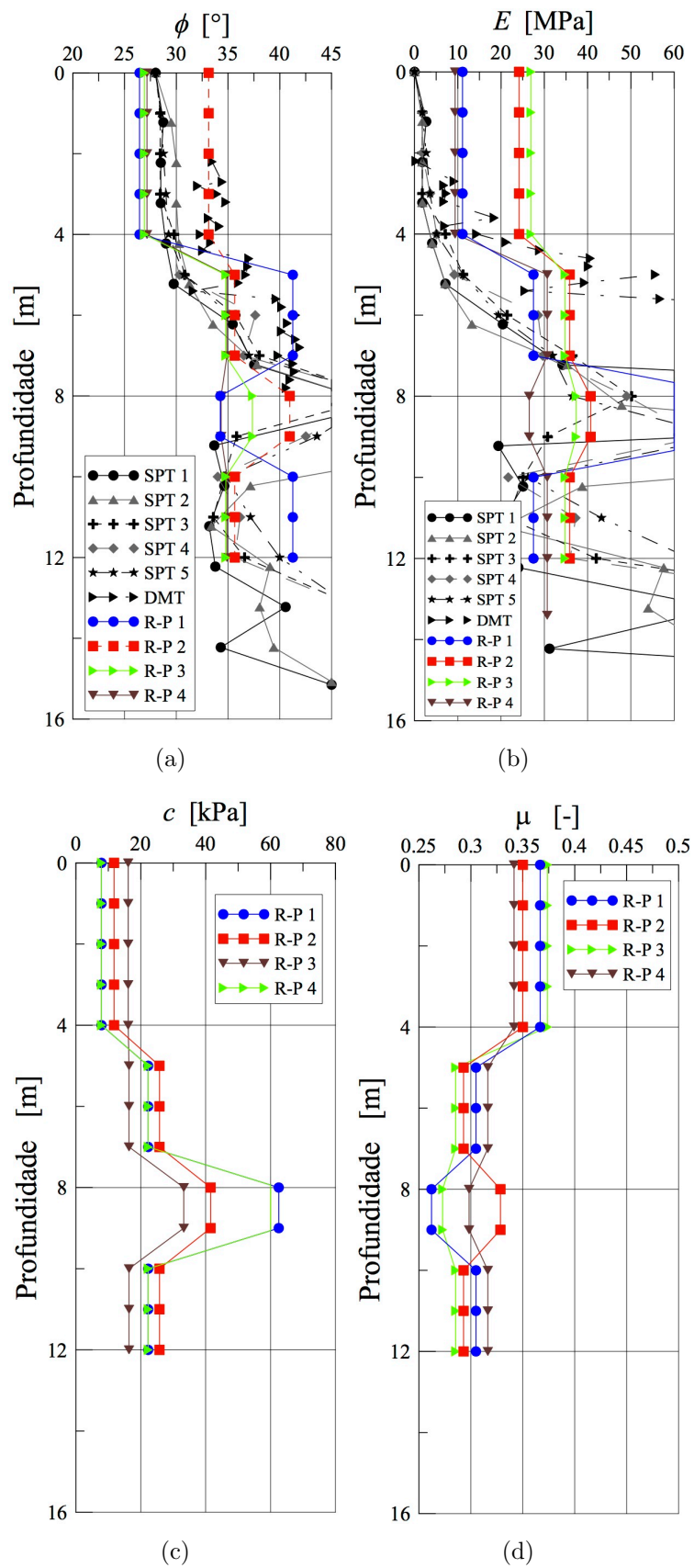


Figura 8.11: Parâmetros calibrados pelo método de Monte Carlo

Pelas análises das simulações apresentadas, obtêm-se as bases de projeto apoiadas em análises de confiabilidade, para radier estaqueados tipo Alluvial Anker de diâmetro de 19 centímetros e comprimento de 8 m, com parâmetros do solo apresentados na Tabela 8.1. Os parâmetros estatísticos da carga de última (média e desvio padrão) da Tabela 8.2 permitem obter a probabilidade dos radier estaqueados de um até quatro estacas. Para fazer este cálculo, são necessárias as seguinte considerações:

a. As cargas últimas obtidas da Figura 8.8 se ajustam a uma variável aleatória apresentando uma distribuição de frequência com a forma Gaussiana, descrita pelos parâmetros, média ($\mu_{R_{res}}$) e desvio padrão ($\sigma_{R_{res}}$) da variável aleatória de resistência (R_{res}).

b. Do projeto estrutural é conhecida a variável aleatória da solicitação S_{est} , com média $\mu_{R_{res}}$ e desvio padrão σ_S .

c. As variáveis aleatórias S_{est} apresentam uma distribuição de frequência com a forma gaussiana.

d. Há independência estatística entre R_{res} e S_{est} . Para que não apresente falha, é necessário que a resistência R seja maior que a solicitação S_{est} , ($R_{res} > S_{est}$). ou seja $R_{res} - S_{est} > 0$.

A probabilidade de falha é definida como a probabilidade de $R_{res} - S_{est}$ ser menor que zero ($P_E(R_{res} - S_{est}) < 0$). Com base no exposto, pode-se derivar uma função densidade de probabilidade teórica de Gauss, com média $\mu_{R_{res}-S_{est}} = \mu_{R_{res}} - \mu_{S_{est}}$ e desvio padrão $\sigma_{R_{res}-S_{est}} = \sqrt{\sigma_{R_{res}}^2 - \sigma_{S_{est}}^2}$ (Mendoza et al., 2012). Desta forma, pode-se calcular a probabilidade de falha $P_E(R_{res} - S_{est} < 0) = \Phi(\mu_{R_{res}-S_{est}}, \sigma_{R_{res}-S_{est}}, 0)$, onde Φ é a função de densidade de probabilidade de Gauss (Ang & Tang, 2006). Seguindo o procedimento descrito, e assumindo que a carga aplicada aos radier estaqueados é determinista ($\sigma_{S_{est}} = 0$), obtém-se a Figura 8.12 onde o fator de segurança é associado com a probabilidade de falha para os seguintes casos: A carga aplicada é igual à carga última do radier estaqueado (Figura 8.12a); a carga aplicada é igual à carga última do radier estaqueado dividida 1,5 (Figura 8.12b); a carga de aplicada é igual à carga última do radier estaqueado dividida 2,0 (Figura 8.12c); e a carga aplicada é igual à carga última do radier estaqueado dividida 3,0 (Figura 8.12d). Destes cálculos obtêm-se o fator de segurança considerando a variabilidade

para 50% probabilidade. Esta informação é apresentada na Tabela 8.3, e a partir da mesma observa-se que o valor do fator de segurança para os grupos de radier estacados de uma e duas estacas é menor que o valor determinístico. No grupo de três estacas, o fator de segurança considerando a variabilidade só é maior que o fator de segurança determinístico de três. Por outro lado, no grupo de quatro, os valores de segurança considerando a variabilidade são maiores que os fatores de segurança determinísticos de dois e três. A probabilidade de falha, para estacas com base em funções de densidade tipo normal e lognormal, também foi proposta por Haldar & Babu (2008).

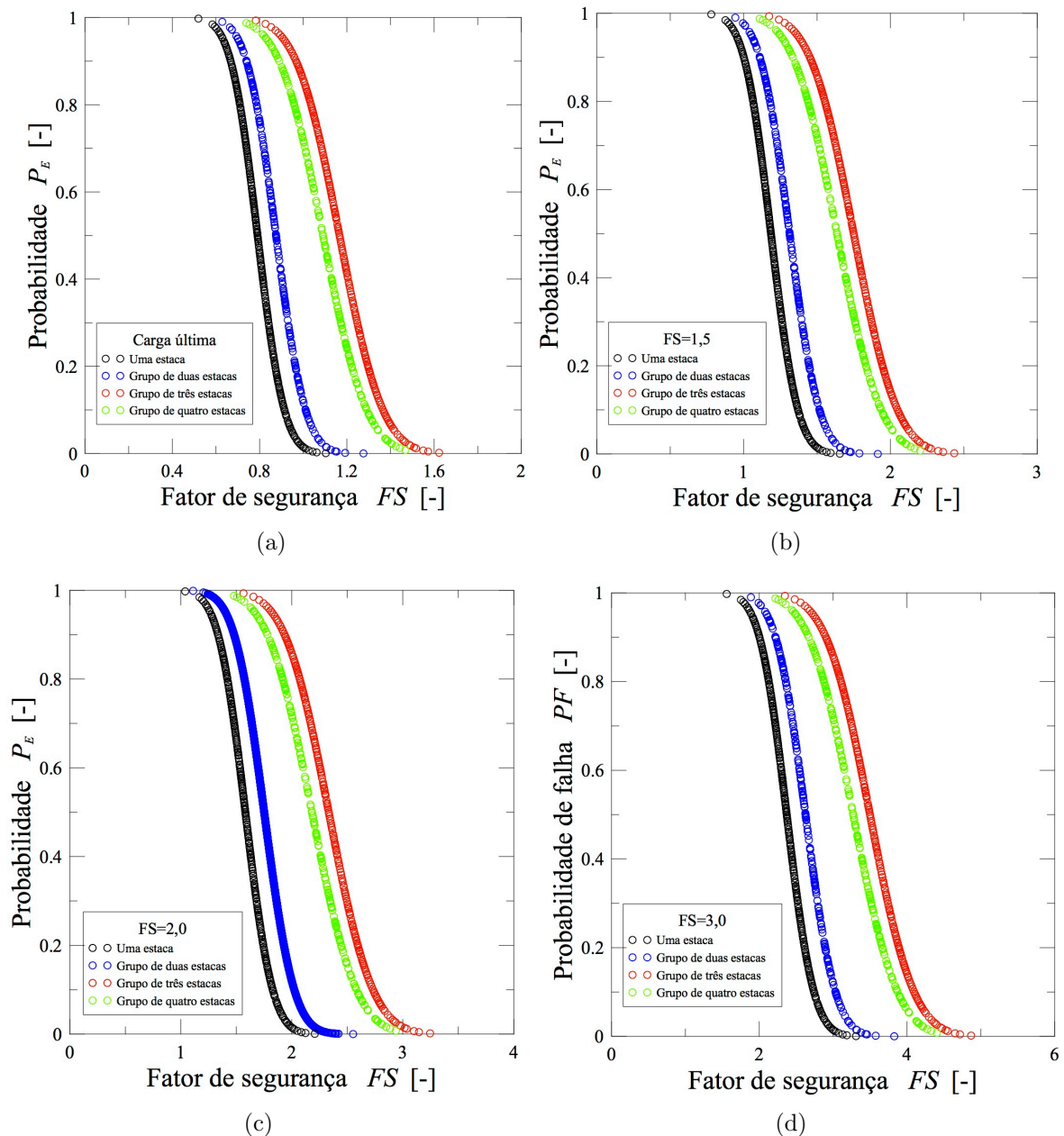


Figura 8.12: Distribuição de probabilidade de falha acumulada para diferentes fatores de segurança

Tabela 8.3: Fator de segurança levando em conta a variabilidade

Carga usada	Uma	Duas	Três	Quatro
Carga última	0,791	0,875	1,166	1,09
FS 1,5	1,186	1,313	1,750	1,636
FS 2,0	1,582	1,751	1,333	2,181
FS 3,0	2,372	2,627	3,5	3,272

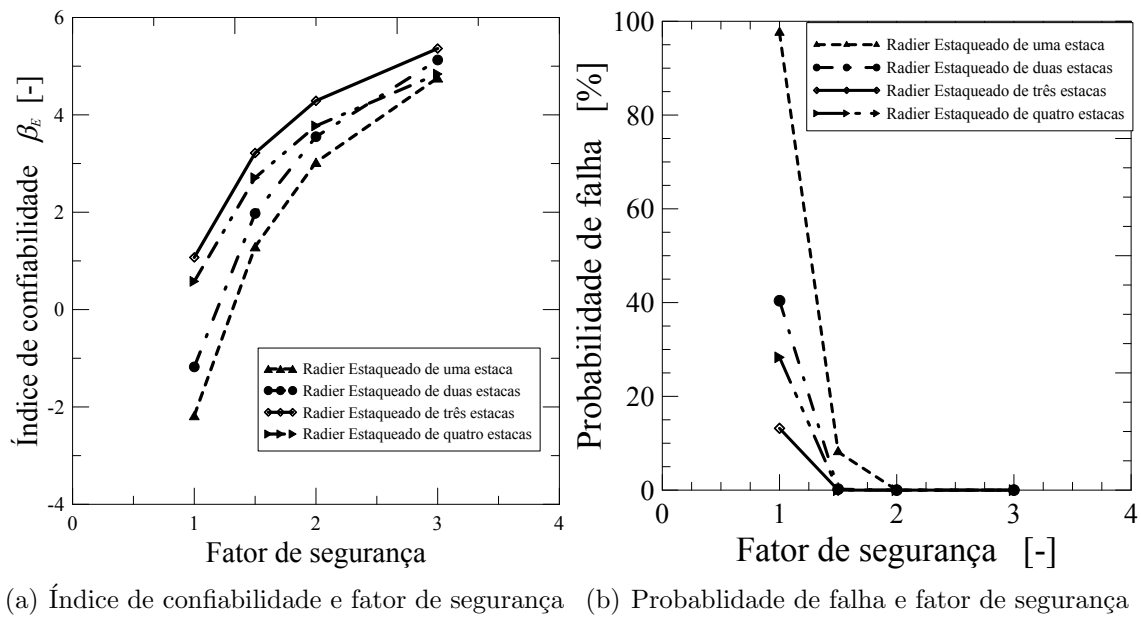


Figura 8.13: Comparação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha nos Radie Estaqueados estudados

Observa-se na Figura 8.13a, um índice de confiabilidade maior com o aumento do número de estacas. Com exceção no radier estaqueado de três estacas que foi o sistema com o índice de confiabilidade maior, o que pode ser considerado com uma menor probabilidade de falha (a probabilidade é calculada como o número de valores menores do valor limite com relação ao total de valores), como é apresentado na Figura 8.13b. A explicação é que o radier estaqueados de três apresenta mais massa de solo, e portanto dissipa mais as tensões induzidas. O índice de confiabilidade tem uma relação com a probabilidade de falha onde o aumento do índice implica em uma menor probabilidade de falha como apresenta a Figura 8.13. Também desta Figura, observou-se que quanto maior o fator de segurança determinístico maior é o índice de confiabilidade, e menor a probabilidade de falha.

8.2 CONCLUSÕES OBTIDAS DAS SIMULAÇÕES TENDO EM CONTA A VARIABILIDADE IN- TRÍNSECA DO SOLO

Neste capítulo, apresentou-se um procedimento de análise para obtenção da carga última de um sistema de radier estaqueado, considerando a variabilidade natural do solo. Algumas conclusões deste capítulo são apresentadas a seguir:

1. A contribuição do radier para a capacidade de carga última pode apresentar um valor máximo de 25 % e um mínimo de 2 %. Uma opção para aumentar a contribuição do radier seria reduzir a variabilidade dos parâmetros do solo, por meio da substituição do material sob o sistema de fundação por um solo granular, que apresente um comportamento geotécnico mais favoráveis e uma variabilidade menor, como foi apresentado por Martínez (2010).
2. A variabilidade intrínseca do solo impôs uma carga última máxima de 645 kN e mínima de 290 kN, para o radier estaqueado de uma estaca. Análises semelhantes foram realizadas para o sistema de duas estacas, e produziram resultados de cargas últimas máxima e mínima, respectivamente, iguais a 1501 e 653 kN. Para o radier estaqueado de três estacas, as cargas últimas máxima e mínima são, respectivamente, 1395 e 633 kN. Por último, no radier estaqueado de quatro estacas, a carga última máxima foi de 3761 kN e a mínima de 1576 kN.
3. Uma contribuição, decorrente do uso destas metodologias, é observar que o desvio padrão da carga última depende do critério de carga última utilizada. Tal fato deve-se ao aumento do desvio padrão das simulações com o aumento do recalque, conforme ilustrado na Figura 8.6.
4. Observou-se claramente uma diferença entre os parâmetros obtidos, a partir dos ensaios de campo, com aqueles calibrados nas simulações. Uma razão para esta diferença se dá, provavelmente, pelo fato dos parâmetros derivados das simulações dos radier estaqueados não terem sido atribuídos sob as mesmas condições, ou seja,

houve uma grande variabilidade espacial das condições do solo aliada à variabilidade epistêmica quando as provas de carga foram realizadas.

5. Na utilização desta metodologia, encontraram-se vários problemas. O primeiro é o tempo de simulação, o qual pode durar até meses, dependendo do modelo de elementos finitos simulado e o apoio computacional existente. O outro problema encontrado é a capacidade de armazenamento da informação dos resultados das simulações, que pode demandar vários terabytes. Como consequência direta disto, nesta pesquisa, somente os radier estaqueados até 4 estacas foram simulados.

Capítulo 9

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS A RE- ALIZAR

Este capítulo apresenta os avanços alcançados neste trabalho e as novas iniciativas abertas para trabalhos futuros.

9.1 CONCLUSÕES

As conclusões são subdivididas em itens específicos, conforme abaixo:

1. Sobre o solo e os ensaios laboratoriais:

Observou-se também, nestes ensaios, que os valores do módulo de elasticidade, estimados pelas correlações referentes aos ensaios SPT e DMT, apresentaram uma diferença cuja relação aproximou-se de dois. Uma das razões encontradas é a falta de correlação específica para o solo estudado. Baseado nos ensaios de compressões triaxiais e ensaios triaxiais, observou-se a falta de influência da velocidade de deformação na resposta mecânica do solo.

Além disso, nos ensaios triaxiais não drenados, identificou-se um comportamento mecânico atípico ao comportamento reportado na literatura clássica da mecânica dos solos. Isto deve-se ao fato das trajetórias de tensões tenderem à linha do estado crítico e continuarem sobre a mesma. Como consequência, o solo tem a sua resistência continuamente elevada a medida que a deformação aumenta, sem que se estabilize em algum momento, o que não é um comportamento típico das argilas.

Baseados nos ensaios triaxiais, realizaram-se simulações utilizando três modelos constitutivos, os quais são: Cam Clay estruturado, Hipoplasticidade e Subloading Cam Clay. Estes modelos são capazes de representar algumas características e outras não, dos solos analisados. Dentre estas características não representadas pelos modelos esta o endurecimento obtido nos ensaios de cisalhamento não drenados. Uma característica representada é a curvas de tensão deformação dos ensaios triaxiais drenados, realizados nesta pesquisa, que são igualmente simuladas pelos três modelos implementados. A mudança entre o comportamento sobreadensado e o normalmente adensado apresenta uma transição menos rígida com o modelo Subloading Cam Clay, seguido pelo modelo Hipoplástico.

As simulações triaxiais, utilizando o modelo Hipoplástico, apresentaram uma melhor acurácia referente ao comportamento ao cisalhamento drenado, quando comparado com os outros dois modelos. Portanto, os dois modelos, que representam de forma mais adequada o comportamento do solo, são o modelo Hipoplástico e Subloading Cam Clay. Entretanto, nesta pesquisa optou-se pelo modelo Hipoplástico, devido à facilidade da implementação numérica a ser utilizada nas modelagens de elementos finitos efetuadas.

Com os ensaios de compressões triaxiais e os ensaios triaxiais, apresentados no capítulo 3, observou-se que a influência da velocidade sobre o comportamento mecânico da argila porosa do DF é baixa. Portanto, em pesquisas futuras a serem realizadas neste tipo de solo, sugere-se a escolha de modelos constitutivos sem a influência da velocidade.

2. Sobre as provas de carga nos sistemas estudados no campo:

Como contribuição desta pesquisa, observou-se que todas as provas de carga, realizadas nos radier estaqueados, apresentaram um aumento da capacidade de carga com a contribuição do radier. As porcentagens máxima e mínima obtidas são, respectivamente, 32 %, no grupo de duas estacas, e 6%, no grupo de seis estacas, ambos calculados segundo o método da norma NBR 6122 (2010).

O aumento da carga última, do radier estaqueado com o suporte de placa, apresentou um valor médio igual a 15 %, calculado segundo a norma anteriormente citada. O cálculo foi realizado baseando-se na média das porcentagens da contribuição da placa, em todas as provas de carga executadas. Isto é importante, pois a maioria das metodologias de cálculo de radier estaqueados apresenta um fator de interação entre o grupo de estacas e o radier, posto que a resposta total do radier estaqueado não é a soma de suas componentes individuais.

As análises, sobre o fator de grupo (R_G) e a razão de recalque aparente (R) para grupos de estacas, permitiram realizar uma adaptação da Equação 7.5 proposta por Mandolini et al. (2005), para solos do DF, conforme apresentado na Equação 7.7. Esta adaptação tem como aplicação, o cálculo dos recalques do grupo de estacas e o recalque individual de uma estaca de forma empírica, como descrito por Mandolini et al. (2005).

Como contribuição dos ensaios de exumação, realizados nas estacas do tipo Alluvial Anker, verificou-se que o diâmetro médio “verdadeiro” da estaca é 1,5 vezes maior que o diâmetro teórico do projeto. Este resultado, a princípio aplicável somente ao solo do campo experimental, é útil no projeto excetuado com este tipo de estaca.

3. Sobre as simulações numéricas destas provas de carga:

O modelo constitutivo Hipoplástico foi capaz de representar o comportamento da argila “porosa” do DF nas simulações dos radier estaqueados, utilizando os modelos de elementos finitos. Estas simulações apresentaram uma boa acurácia, como se pode observar na seção 7.6, muito embora o modelo, em algumas simulações, não foi capaz de representar o ganho de capacidade de carga decorrente do radier, verificado nas provas de carga em verdadeira grandeza.

Os mecanismos de tensões, gerados nas simulações, podem assim serem descritos: todos os radier estaqueados apresentaram bulbos de tensões nas pontas das estacas, cujas dimensões podem atingir até dois ou três diâmetros da estaca. Estas dimensões, obtidas considerando até dez por cento das tensões no sistema, está coerente com os resultados fornecidos pelos trabalhos clássicos de Fundações (Sowers & Sowers, 1970).

Estes bulbos gerados nas estacas interceptaram-se em todos os grupos e tiveram influência na eficiência das estacas. No entanto, nos radiers, somente observaram-se bulbos nas simulações em condições de até três estacas. Uma das razões é o fato da maior parcela das tensões ser absorvida pelas estacas. Outra é o fato dos radiers terem sido simulados como infinitamente rígidos, o que condiciona a estados de tensões distintos em todo o radier.

A partir das simulações numéricas, encontrou-se uma eficiência variando de 0,87 a 1,1, nos grupos de estacas. Segundo Whitaker (1957), estes valores são altos para grupos de estacas em argilas, e estão mais próximos aos valores de eficiência das areias, que podem apresentar valores superiores a um, conforme descrito no trabalho de Cartaxo (2011). Também, observou-se que a contribuição de carga das estacas diminui a medida que o número de estacas no radier estaqueado aumenta, conforme descrito na seção 7.6.7. As porcentagens de carga última obtidas foram, respectivamente, 15 e 87 %, para o radier estaqueado de seis estacas e para o radier estaqueado de uma estaca. Foi observado que a diminuição da contribuição das estacas tende à estabilização com o aumento do número de estacas.

4. Sobre as análises estocásticas realizadas:

Apresenta-se o passo inicial de uma nova metodologia para analisar problemas complexos de fundações em camadas variáveis com solos tropicais, com uma abordagem probabilística que permita ao projetista escolher os parâmetros de uma “nuvem”, ou um leque de opções derivadas destes parâmetros, sabendo que o fator de segurança global adotado não é igual ao fator de segurança que considera a variabilidade dos parâmetros do solo.

Os resultados da variação da capacidade de carga de um radier estaqueado podem variar de 2 a 25 %. Isto influencia o valor do fator de segurança e cria a necessidade de se alterar o conceito de valor de segurança único, o qual é obtido a partir de um conjunto de parâmetros que podem ter uma obtenção experimental questionável.

Para resolver este problema, propõe-se o uso da probabilidade de falha, que pode considerar o conceito de risco tolerável ou o de fatores de segurança parciais. Atual-

mente, usa-se o conceito de fator de segurança parcial na norma Eurocódigo 7, no capítulo para estruturas geotécnicas. Embora, no Brasil estes fatores de segurança parciais já tenham sido implementados por meio da norma NBR 6122 de 2010, na seção 6.2.1.1.1, ainda não se realizaram estudos mais aprofundados sobre estes valores para o solo do DF.

9.2 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS A REALIZAR

As futuras pesquisas com base no presente trabalho podem ser divididas em:

- Realizar provas de carga com medição da sucção e de colapso, a fim de observar suas influências. Uma forma de medir a sucção é instalando-se psicrômetro no solo em torno das estaca e, assim, obter a saturação. Com isso, sugere-se que as provas de carga sejam realizadas com o solo na sua umidade natural e com uma posterior inundação para elevar a saturação e gerar o colapso. Na realização de novas provas de carga neste tipo de estaca, sugere-se utilizar células de tensão e “strain gage” para medir tensões e deformações nas partes do radier estaqueado, a fim de se obter importantes informações de forma experimental. Após este estudo, será possível comparar as deformações e as parcelas de tensões da parte do radier estaqueado obtidas por meio do estudo experimental com as simulações em elementos finitos de uma melhor forma.
- Utilizar modelos constitutivos com parcial saturação, e considerar o efeito da sucção no comportamento mecânico do radier estaqueado em solo colapsível do DF. Isto é devido à significativa influência da sucção reportada por vários autores na região como Camapum de Carvalho et al. (1993) e Mota (2003). Para isso, atualmente existem vários modelos propostos capazes de reproduzir este efeito, como as propostas apresentadas por Sheng et al. (2004), Pedroso (2006), Kyokawa (2010) e Masín & Khalili (2012).
- Realizar simulações em elementos finitos de forma a considerar a variabilidade intrínseca e espacial do solo. Para isso, pode-se usar a geoestatística por meio de

campos aleatórios de parâmetros do solo, que posteriormente serão introduzidos nos modelos em elementos finitos.

- Realizar simulações de radier estaqueado com variação da distância entre as estacas e a partir disso observar a influência dos recalques diferenciais entre as estacas e o radier. Desta forma, é possível avaliar se os deslocamentos diferenciais entre os grupos de estacas podem danificar a estrutura que suporta a fundação.

- Realizar simulações de radier estaqueado combinado (radier estaqueado convencional associado a uma camada de solo melhorada) com materiais granulares de modo a levar em consideração a influência da variabilidade dos parâmetros geotécnicos. O objetivo deste estudo é o de estimar o possível ganho de carga do radier, com o melhoramento do material, a partir de menor variabilidade das propriedades geotécnicas que os solos granulares apresentam, como foi apresentado no trabalho de Martínez (2010).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT-12131 (2006). Estacas - prova de carga estática - método de ensaio, associação brasileira de normas técnicas.
- ABNT-6122 (2010). Projeto e execução de fundações, associação brasileira de normas técnicas.
- Akinmusuro, J. (1980). Interaction of piles and cap in piled footing. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, 106, 1263–1268.
- Anagnostopoulos, A. G., Kalteziotis, N., Tsiambaos, G. K., & Kavvadas, M. (1991). Geotechnical properties of the Corinth Canal marls. *Geotechnical and Geological Engineering*, 9, 1–26.
- Ang, A., & Tang, W. (2006). *Probability concepts in engineering*. United States of America: John Wiley and Sons, Inc, 2nd ed.
- Anjos, G. J. (2006). *Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais*. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Araki, M. S. (1997). *Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- ASTM-D2488 (2000). Standard practice for description and identification of soils (visual-manual procedure), sociedade americana de testes e materiais.
- Ayala, D. (2013). *Uso da técnica de radier estacados para pequenos edifícios sobre solo colapsível*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Baecher, G., & Christian, J. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. England: Wiley, John Sons, Incorporated, 1 ed.
- Barbosa, M. (2009). Alluvial anchor como alternativa para fundações em argila mole. Tech. rep., Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda., Brasília, Brazil.
- Baudet, B., & Stallebrass, S. (2004). A constitutive model for structured clays. *Geotechnique*, 54, 269–278.
- Beaumelle, A. C. L. A. (1991). *Evaluation Of Shansep Strength-Deformation Properties Of Undisturbed Boston Blue Clay From Automated Triaxial Testing*. Master of science,

- Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts, USA.
- Bezerra, J. E. (2003). *Estudo do comportamento de fundações em radier estaqueado: conceitos e aplicações*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Bishop, R., Hill, R., & Mott, N. (1945). The theory of indentation and hardness test. *Proceedings of the Physical Society*, 57, 147 – 159.
- Blanco, S. B. (1995). *Aspectos de Geologia de Engenharia Escavação do Metrô de Brasília*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Borges, M. E., & Cintra, J. C. A. (1998). Recalque de grupo de estacas escavadas de pequeno diâmetro. *XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, 3, 1351–1357.
- Brinch Hansen, J. (1967). Hyperbolic stress strain response, cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE*, 89, 241–242.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 40, 329–378.
- Burland, J. B., Broms, B. B., & Mello, V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. *Proceedings of the 9th Intern. Conference on Soil Mechanics and Foundation*, 2, 495–546.
- Butterfield, R., & Banerjee, P. K. (1971). The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups. *Geotechnique*, 21, 43–60.
- Camapum de Carvalho, J., & Cunha, R. P. (1996). Análise da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre o saprólito de Águas claras do distrito federal. *30. Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia*, 1, 123–131.
- Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., & Silva, J. (1993). Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência de um aterro. *27a Reunião Anual de Pavimentação*, 1, 165–180.
- Cardoso, F. (2002). *Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro*. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Carranza, A. (2008). *Comportamiento de Cimentaciones Profundas en Materiales Inelásticos No Lineales*. Master of science, Universidad de los Andes, Bogotá, Cundinamarca, Colombia.

- Cartaxo, W. (2011). *Radier Estaqueados com estaca hollow auger em solo arenoso*. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil.
- Chandler, R. J., & Cotecchia, F. (2000). A general framework for the mechanical behaviour of clays. *Geotechnique*, 50, 431–447.
- Chen, L., & Poulos, H. (1997). Piles subjected to lateral soil movements. *Journal Geotechnical Division, ASCE*, 123(9), 802–811.
- Chin, K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles from test not carried to failure. *II South East Conference on soil engineering*, 1, 81–90.
- Chow, Y., & Teh, C. (1991). Pile-cap-pile-group interaction in nonhomogeneous soil. *Journal Geotechnical Division, ASCE*, 117(11), 1655–1668.
- Clayton, C. (1993). The standard penetration test (spt) – methods and use. Tech. Rep. Funder Report/ CP/7, pp. 129, Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), London, England.
- Codeplan, G. d. D. F. B. (1984). *Atlas do Distrito Federal*, vol. 1. Brasil: GDF, 1 ed.
- Colmenares, J. (1996). *Estudios comparativos de métodos de análisis de sistemas placa pilotes. Ilustración con casos reales*. Magister en geotecnia, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Cundinamarca, Colombia.
- Cooke, R. W. (1986). Piled raft foundations on stiff clays—a contribution to design philosophy. *Geotechnique*, 36, 169–203.
- Cordeiro, A. B. (2007). *Avaliação numérica de reforço de grupo de estacas pela introdução de estacas adicionais*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Cozzolino, V. M. N., & Nogami, J. S. (1993). Classificação geotécnica mct para solos tropicais. *Solos e Rochas*, 16(2), 77–91.
- Cuccovillo, T., & Coop, M. R. (1999). On the mechanics of structured sands. *Geotechnique*, 49, 741–760.
- Cunha, R., Poulos, H., & Small, J. (2001). Investigation of design alternatives for a piled raft case history. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(8), 635–641.
- Cunha, R. P., Jardim, N., & Pereira, J. F. (1999). Characterization of a tropical clay via dilatometer tests. *Conference on Site Characterization of Residual Soils*, 1, 113–122.

- Decourt, L., & Filho (1994). practical applications of the standard penetration test complemented by torque measurements, spt-t. *Proceedings of the 13 international conference on soil mechanics and foundations engineering*.
- Decourt, L., & Filho, Q. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de spt. *VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1*, 45–53.
- DIN-14199 (2005). Execution of special geotechnical works - micropiles; german version, instituto alemão para normatização.
- DIN-4128 (1983). Small diameter injection piles (cast-in-place concrete piles and composite piles); construction procedure, design and permissible loading, instituto alemão para normatização.
- Dolwin, R., Randolph, M. F., & Beck, R. (1994). Design of driven piles in sand. *Geotechnique, 44*, 427–448.
- Eid, H. T., & Bani-Hani, K. (2012). Settlement of axially loaded piles entirely embedded in rock ,Ä analytical and experimental study. *Geomechanics and Geoengineering, 7*, 139–148.
- Felling, W., Julian, K., Ansgar, K., & Michael, O. (2010). Uncertainty modelling and sensitivity analysis of tunnel face stability. *Structural Safety, 32*, 402–410.
- Fratelli, M. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*. Caracas, Venezuela: Bonalde editores, 1 ed.
- Freitas-Silva, F., & Campos, J. (1998). Geologia do distrito federal. inventário hidrogeológico do distrito federal. Tech. Rep. Vol, Parte I, pp. 1-86, UnB/IEMA, Brasília, Brasil.
- Fuentes, W., Mendoza, C., & Lizcano, A. (2010). Evaluation of an extended visco-hypoplastic model for structured soils. *XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, [DC-Room]*.
- Fuentes, W. M. (2008). *Extension of the Visco-hypoplastic model for structured soils*. Master of science, Universidad de los Andes, Bogotá, Cundinamarca, Colombia.
- Garcia, F., Lizcano, A., & Reul, O. (2006). Viscohypoplastic model applied to the case history of piled raft foundation. *GeoCongress 2006. Geotechnical Engineering in the Information Technology Age 2006, 2*.
- Giraldo, R., & Farias, M. (2011). Validação experimental de um modelo simples para solos. *VI INFOGEO - Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia, 1*, 1.

- Goh, A., Teh, C., & Wong, K. (1997). Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements. *Journal Geotechnical Division, ASCE*, 123(9), 792–801.
- Guimarães, R. C. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Hachich, W., & Falconi, F. F. (2002). *Fundações: Teoria e Prática*. Brasil: Pini, 2 ed.
- Haldar, S., & Babu, G. S. (2008). Effect of soil spatial variability on the response of laterally loaded pile in undrained clay. *Computers and Geotechnics*, 35(4), 537 – 547.
- Halidou, N., & Breyse, D. (2007). Reliability analysis of a piled raft accounting for soil horizontal variability. *Computers and Geotechnics*, 34, 71–80.
- Hamonangan, I. (2008). Bayesian inversion of proof pile test: Monte carlo simulation approach. *International conference on science and technology: Applications in industry and education*, (p. 426–432).
- Helwany, S. (2007). *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*. United States of America: WILEY, 1st ed.
- Horikoshi, K., & Randolph, M. F. (1996). Centrifuge modelling of piled raft foundations on clay. *Geotechnique*, 46, 741–752.
- Iason, P., & Straub, D. (2012). Reliability updating in geotechnical engineering including spatial variability of soil. *Computers and Geotechnics*, 42, 44–51.
- INMET (último acesso em 09/01/2013). Inmet - instituto nacional de meteorologia.
URL <http://www.inmet.gov.br/portal/>
- Ischebeck, I. T. (2006). Manual técnico de micropilotes, anclajes y bulones autoperforantes. Tech. rep., TITAN, Barcelona, España.
- Janda, T., Cunha, R. P., Kuklík, P., & Anjos, G. M. (2009). Three dimensional finite element analysis and back-analysis of cfa standard pile groups and piled rafts founded on tropical soil. *Soils and Rocks*, 32(1), 3–18.
- Johnson, K., Lemcke, P., Karunasena, W., & Sivakugan, N. (2006). Modelling the load deformation response of deep foundations under oblique loading. *Environmental Modelling and Software*, 21, 1375 – 1380.
- Katzenbach, R. (2012). Theory and practice of cost-optimised and sustainable deep foundation systems for high-rise buildings and civil engineering structure. *Conference SEFE 7, 1*, 113–122.

- Krieg, S. (2000). *Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei*. Thesis of doctor of philosophy, University of Karlsruhe, Karlsruhe, Germany.
- Kyokawa, H. (2010). *Elastoplastic constitutive model for saturated and unsaturated soils considering the deposited structure and anisotropy*. A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the doctoral degree in civil engineering, Nagoya Instituted of Technology, Nagoya, Japan.
- Lacasse, S., & Lunne, T. (1998). Calibration of dilatometer correlations. *Proceeding International of Penetration Testing, ISOPT-1, 1*, 539–548.
- Ladanyi, B. (1963). Expansion of a cavity in a saturated clay medium. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE* 89, 4, 127–161.
- Lambe, W., & Whitman, R. (1996). *Mecânica de solos*. Mexico: Limusa Noriega Editores, 2th ed.
- Lee, I. (1993). Analysis and performance of raft and raft-pile systems. Tech. Rep. Research Report No R133, University of New South Wales, Sydney, Australia.
- Lee, J., Kim, Y., & Jeong, S. (2010). Three-dimensional analysis of bearing behavior of piled raft on soft clay. *Computers and Geotechnics*, 37, 103–114.
- Leinenkugel, H. J. (1976). Deformation and strength bahavior of cohesive soils experiments and their physical meaning. Tech. Rep. Heft 66, Institute of Soil and Rock Mechanics, University of Karlsruhe, Karlsruhe, Germany.
- Leon, J., & Resendiz, D. (1979). A method to estimate settlements of friction pile groups. *VI Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 2, 237–249.
- Leroueil, S., & Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Geotechnique*, 40, 467–488.
- Liu, M. D., & Carter, J. P. (2006). A structured cam clay model. Tech. Rep. Research Report No R814, University of Sydney, Department of Civil Engineering, Sydney, Australia.
- Magalhães, P. H. (2005). *Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estaca hélice contínua via provas de carga*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Mandolini, A., Russo, G., & Viggiani, C. (2005). Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design. *XVI International Conference on Soil Mechanics and*

- Geotechnical Engineering*, 1, 177–213.
- Marchetti, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE*, 106(3), 299–321.
- Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G., & Calabrese, M. (2001). The flat dilatometer test (dmt) in soil investigations. *Conf. On In situ Measurement of Soil Properties., A Report by the ISSMGE Committee TC16*, (p. 41 pp).
- Martínez, A. (2010). *Modelación estocástica de problemas de ingeniería geotécnica*. Tesis de doctor en ciencia técnica, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Santa Clara, Cuba.
- Massad, F. (1986). Notes on the interpretation of failure load from routine load test. *Solos e Rochas*, 9(1), 33–36.
- Masín, D. (2006). *Hypoplastic models for fine-grained soils*. Thesis of doctor of philosophy, Charles University, Prague, Czech Republic.
- Masín, D., & Khalili, N. (2012). A thermo mechanical model for variably saturated soils based on hypoplasticity. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 36, 1461–1485.
- McClelland, B. (1974). Design of deep penetration piles for ocean structures. *Journal Geotechnical Division, ASCE*, 100(GT7), 709–749.
- Mendoza, C., Ramos, A. M., Cunha, R., & Lizcano, A. (2012). Análisis del proceso constructivo y variabilidad de parámetros geotécnicos en la capacidad de carga de micropilotes usando elementos finitos aleatorios. *Obras y proyectos*, 11, 61–70.
- Meyerhof, G. G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE*, 82(1), 1–19.
- Meyerhof, G. G. (1957). Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *Proceedings 4th International conference Soil Mechanics Foundation Engineering*, 3, 110–112.
- Mohan, D., & Jain, G. S. (1961). Bearing capacity of bored piles in expansive clays. *Proceedings of the 5th international conference on soil mechanics*, 2, 117–121.
- Mota, N. M. B. (2003). *Ensaaios avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: Interpretação em projetos de fundação*. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

- Nakai, T. (2012). *Constitutive Modeling of Geomaterials Principles and Applications*. Boca Raton, Florida, USA: CRC Press, 1 ed.
- Nakai, T., Shahn, H. M., Kikumoto, M., Kyokawa, H., Zhan, F., & Farias, M. M. (2011). A simple and unified three-dimensional model to describe various characteristics of soils. *Soils and foundations (Japanese Geotechnical Society)*, 51, 1149–1168.
- Niemunis, A. (2003). Extended hypoplastic models for soils. Tech. Rep. Heft 34, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr Universität Bochum, Bochum, Germany.
- Nova, R., & Lagioia, R. (1995). An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. *Geotechnique*, 45, 633–648.
- Pando, M., Lesko, J., Fam, A., & Rizkalla, S. (2002). Durability of concrete filled tubular frp piles. *Proceedings of the Thrid International Conference on Composite Infrastructure*, Art. 80.
- Parry, R. H. G. (1960). Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay. *Geotechnique*, 10, 166–180.
- Pedroso, D. M. (2002). *Modelos elastoplásticos para solos argilosos: Capacidade de previsão de comportamento e integração da relação constitutiva*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Pedroso, D. M. (2006). *Representação matemática do comportamento mecânico cíclico de solos saturados e não saturados*. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Poulos, H. (1994a). An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. *Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 18, 73–92.
- Poulos, H. (1994b). Foundation economy via piled raft-systems. *Piletalk International '91*, 1, 97–106.
- Poulos, H., & Davis (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: John Wiley and Sons, 1st ed.
- Prada, L. F., Ramos, D., A. Solaque, & Caicedo, B. (2011). Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención. *Obras y Proyectos*, 9, 49–58.
- Randolph, M. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. *Proceedings of the Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, XIII ICSMFE*, 1, 61–82.

- Randolph, M. F., & Wroth, C. P. (1979). An analysis of the vertical deformation of pile groups. *Geotechnique*, 29, 423–439.
- Reul, O. (2004). Numerical study of the bearing behavior of piled rafts. *International Journal of Geomechanics*, 4(2), 59–68.
- Roscoe, K. H., I. A. M., Mech. E., A. N., Schofield, & Thurairajahb., A. (1963). Yielding of clays in states wetter than critical. *Geotechnique* 13, 1, 211–240.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique* 8, 1, 22–52.
- Russo, G., & Viggiani, C. (1997). Some aspects of numerical analysis of piled rafts. *XIV ICSMFE, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, 1125–1128.
- Said, I., Gennaro, V., & Frank, R. (2009). Axisymmetric finite element analysis of pile loading tests. *Computers and Geotechnics*, 36, 6–19.
- Sales, M. (2000). *Análise do comportamento de sapatas estaqueadas*. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Sales, M. M., Small, J. C., & Poulos, H. G. (2010). Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements, and predictions. *Canadian Geotechnical Journal*, 47, 327–345.
- Sanctis, L., & Mandolini, A. (2006). Bearing Capacity of Piled Rafts on Soft Clay Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132.
- Schnaid, F. (2009). *In Situ Testing in Geomechanics*. Canada: Taylor e Francis, 1 ed.
- Sheng, D., Sloan, S. W., & Gens, A. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. *Computational Mechanics*, 33, 453–465.
- Skempton, A. W. (1951). The bearing capacity of clay. *Building research congress, ICE*, (pp. 180–189).
- Skempton, A. W. (1959). Cast In-Situ Bored Piles in London Clay. *Geotechnique*, 9, 153–173.
- Snyder, J. (2004). *Full-Scale Lateral-Load test of a 3X5 Pile Group in Soft Clays and Silts*. Master of science, Brigham Young University, Provo, Utah, EE. UU.
- Sorensen, K. K., & Baudet, S. (2007). Influence of structure on the time-dependent behaviour of a stiff sedimentary clay. *Geotechnique* 57, 1, 113–124.

- Sousa, L. C. (2003). *Estudo experimental do comportamento de sapatas assentes em solo poroso reforçado*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Sowers, G., & Sowers, G. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*. New York: Macmillan, 3st ed.
- Sumanta, H., & Sivakumar, B. (2008). Effect of soil spatial variability on the response of laterally loaded pile in undrained clay. *Computers and Geotechnics*, 35, 537–547.
- Tatsuoka, F., Santicci de Magistris, F., Hayano, K., Momoya, Y., & Koseki, J. (2000). Some new aspects of time effects on the stress and strain behavior of stiff geomaterials. *The geotechnics of hard soils - soft rocks*, 1, 1285–1371.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley, 1st ed.
- Tomlinson, M. J. (1986). *Foundation design and construction*. New York: Longman, 2st ed.
- Vatsala, A., Nova, R., & Murthy, B. R. S. (2001). Elastoplastic Model for Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, 679–687.
- Veen, V. (1953). Uncertainty modelling and sensitivity analysis of tunnel face stability. *Third International conference on soil mechanics and foundations engineering*, 2, 84–90.
- Velloso, D. A., & Lopes, F. D. R. (2010). *Fundações Profundas*, vol. 2. Brasil: Oficina de Textos, 1 ed.
- Vesic, A. S. (1977). *Design of pile foundations*. Washington: Transportation Research Board, National Research Council, synthesis of highway practice ; 42 ed.
- Vianna, A., & Cintra, J. C. A. (2000). Aplicabilidade do método de van der veen para extrapolação de curva carga recalque. *4 Seminário de Engenharia de fundações especiais e Geotecnia*, 1, 85–92.
- Whitaker, T. (1957). Experiments with Model Piles in Groups. *Geotechnique*, 7, 147–167.
- Whitlow, R. (1994). *Fundamentos de mecánica de suelos*. Mexico: K-t-dra, 1st ed.
- Yan, W. M., & Li, X. S. (2011). A model for natural soil with bonds. *Geotechnique*, 61, 95–106.
- Zamri, H., Chik, J. M., Abbas, M. R., Taha, Q. S., & Shafiqu, M. (2009). Lateral behavior of single pile in cohesionless soil subjected to both vertical and horizontal load. *European Journal of Scientific Research*, 29, 194 – 205.

ANEXOS

I. NOTAÇÃO E CONVENÇÕES

O presente Anexo, baseia-se nas notações e convenções usadas nos trabalhos apresentados por Niemunis (2003) e Fuentes (2008).

A notação tensorial é a utilizada frequentemente ao longo desta tese. Paralelamente, os tensores podem ser representados pela notação matricial ou indicial, sendo esta última igual à soma de EINSTEIN. Para a notação indicial, índices repetidos são somados, e índices distintos ampliam o espaço do tensor (dimensões). Por definição, os tensores são transformadores lineares dentro de um espaço (dimensões) e podem ser representados por uma base. Para fins desta tese usou-se uma base cartesiana ortonormal com os vetores unitários $\mathbf{e}_1, \mathbf{e}_2, \mathbf{e}_3$. O espaço é euclidiano com três dimensões e simbolizado como \mathbb{R}^3 . Na representação tensorial, os escalares são denotados com letra itálica em minúscula, por exemplo α , com exceção de algumas siglas que são representadas por um valor escalar e simbolizadas com letra maiúsculas e normal, por exemplo OCR. Os vetores são denotados por letras em negrito e minúscula, por exemplo \mathbf{a} , com exceção dos deslocamentos que estão representados com letras maiúsculas (\mathbf{U}). Tensores de segunda ordem são denotados por letras maiúsculas em negrito por exemplo, \mathbf{T} , e de quarta ordem com letra SANS SERIF em maiúscula, por exemplo \mathcal{L} . Ao utilizar a representação matricial, apresenta-se o tensor entre colchetes $[]$, por exemplo $[\mathbf{A}]$. A notação indicial emprega sub-índices no símbolo do tensor em letra itálica, por exemplo A_{ij} .

Alguns operadores tensoriais serão introduzido em toda a tese. O produto pontuado será denotado por \cdot , por exemplo $\mathbf{A} \cdot \mathbf{B} = A_{ij}B_{jk}$. O produto duplo pontuado, também conhecido como *dupla contração* será denotado por $:$, por exemplo, $\mathbf{A} : \mathbf{B} = A_{ij}B_{ij}$. Os símbolos \otimes e \times denotam produto diádico e produto vetorial, respectivamente. O delta de KRONECKER tem a propriedade $\delta_{ij} = 1$ quando $i = j$ e $\delta_{ij} = 0$ quando $i \neq j$. O símbolo de permutação em \mathbb{R}^3 mantém a ordem natural de permutação e tem por propriedade $e_{ijk} = 1$ quando $\{i, j, k\} \subset \{\{1, 2, 3\}, \{2, 3, 1\}, \{3, 1, 2\}\}$, $e_{ijk} = -1$ quando $\{i, j, k\} \subset \{\{3, 2, 1\}, \{2, 1, 3\}, \{1, 3, 2\}\}$ e zero em qualquer outra combinação. O traço de um tensor de segunda ordem é igual à soma dos elementos da diagonal e são representados

por $\text{tr} \mathbf{A} = A_{ii}$. Observa-se a equivalência $\text{tr}(\mathbf{A}^T \cdot \mathbf{B}) = \mathbf{A} : \mathbf{B}$, onde o sobre-índice T equivale ao transposto do tensor $B_{ij}^T = B_{ji}$.

O tensor unitário $\mathbf{1} = \delta_{ij}$ é de segunda ordem e tem a propriedade de $\mathbf{A} \cdot \mathbf{1} = \mathbf{A}$. O tensor $\mathcal{J} = \frac{1}{2}(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk})$ é de quarta ordem e tem como propriedade ser um tensor identidade sempre que for multiplicado por um tensor simétrico $\mathcal{J} : \mathbf{A}^{sym} = \mathbf{A}^{sym}$, onde o sobre-índice sym equivale à parte simétrica do tensor $\mathbf{A}^{sym} = \frac{\mathbf{A} + \mathbf{A}^T}{2}$. Os colchetes $\| \|$ denotam a norma euclidiana de um tensor, por exemplo $\| \mathbf{a} \| = \sqrt{a_i a_i}$ e $\| \mathbf{A} \| = \sqrt{A_{ij} A_{ij}}$. Os tensores normalizados são denotados por uma seta, por exemplo, $\vec{\mathbf{A}} = \frac{\mathbf{A}}{\| \mathbf{A} \|}$. Os tensores que representam a proporção com respeito à magnitude da componente esférica estão indicados com um acento circunflexo, por exemplo $\hat{\mathbf{B}} = \frac{\mathbf{B}}{\text{tr} \mathbf{B}}$. O sobre-índice $*$ equivale a componentes desviadoras de um tensor, por exemplo $\mathbf{A}^* = \mathbf{A} - (\text{tr} \mathbf{A}) \mathbf{1}$.

A mecânica do contínuo é uma descrição macrodeterminística do comportamento mecânico dos materiais. A descrição do movimento é representada pelo vetor posição $\mathbf{x} = \mathbf{x}(\xi, t)$, onde ξ é o vetor posição na configuração de referência. Tendo em conta a teoria infinitesimal dos deslocamentos, e os métodos de integração numérica dos modelos constitutivos sob esta teoria, não é necessário estabelecer uma configuração inicial. Portanto, é suficiente conhecer o vetor ξ na configuração de referência, o qual pode ser atualizado para a configuração atual. A descrição do movimento $\mathbf{x} = \mathbf{x}(\xi, t)$ é conhecida como descrição LAGRANGIANA, sendo usada em todo o documento. Qualquer alteração será comunicada ao leitor no documento.

A lei das tensões efetivas proposta por TERZAGHI $\sigma_{ij}^{tot} = \sigma_{ij} + u_{ij}^1$ é obedecida no documento. Desta forma, informa-se ao leitor que todos os modelos utilizados e, os parâmetros do material são efetivos. Então, ao introduzir o ângulo de atrito φ o leitor deve reconhecer que este é o ângulo de atrito *efetivo*. O tensor de tensões de CAUCHY \mathbf{T} para o modelo Hipoplástico também é efetivo e tem por convenção $n > 0$ em extensão e < 0 em compressão, como no símbolo $\sigma = \mathbf{T}$. Quando o tensor é enquadrado dentro do sistema de tensões principais este é denotado com sub-índices, por exemplo, T_1 . Por último, o sistema de unidade adotado é o sistema métrico internacional S.I.

¹ σ_{ij}^{tot} são as tensões totais, σ_{ij} e u_{ij} poro pressão.

II. FIGURAS ADICIONAIS DOS ENSAIOS REALIZADOS

A continuação se apresenta as Figuras complementares dos ensaios de campo feitos na presente pesquisa:



Figura II.1: Fotos dos ensaios SPT e SPTT



Figura II.2: Fotos do ensaio DMT



Figura II.3: Fotos da obtenção das amostras inalteradas

A continuação se apresentas as Figuras complementares dos ensaios de adensamento feitos na presente pesquisa:

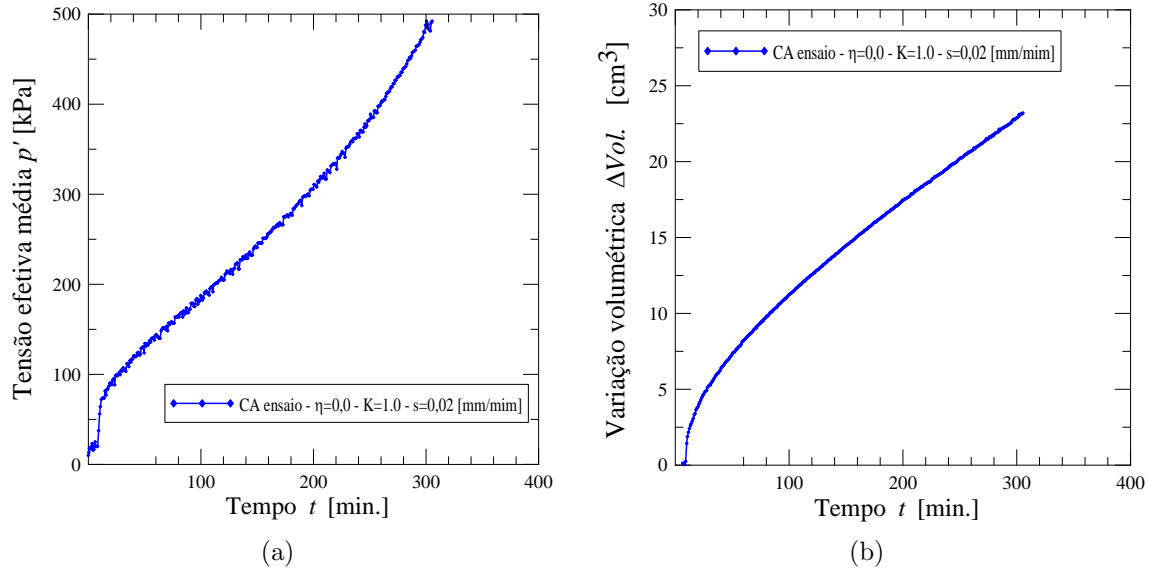


Figura II.4: Ensaio de compressão $\eta = 0.0$

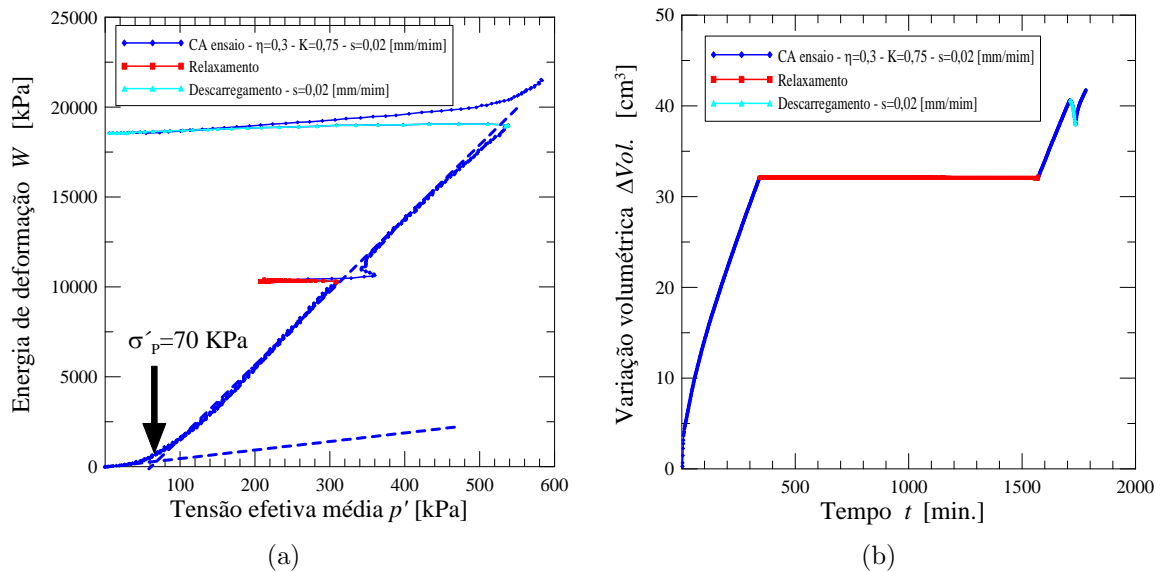
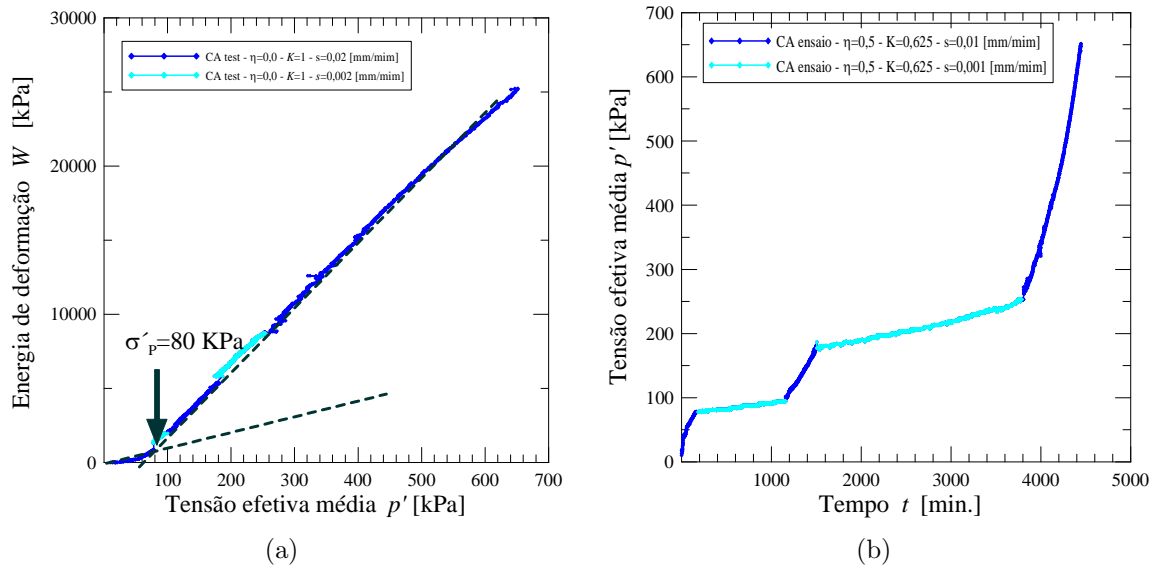
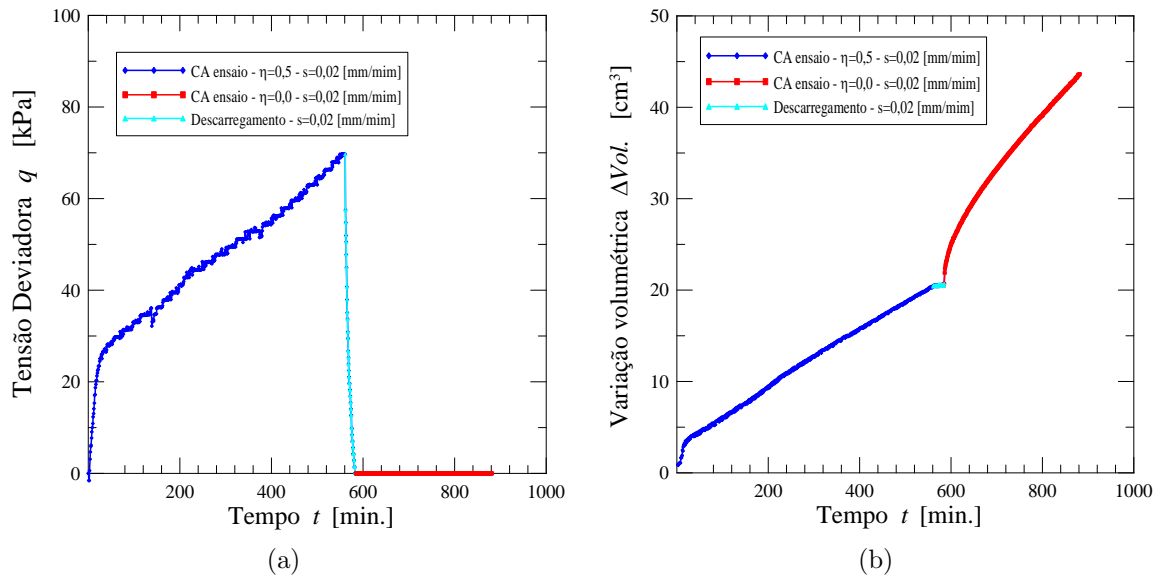


Figura II.5: Ensaio de compressão $\eta = 0.3$

Figura II.6: Ensaio de compressão $\eta = 0.5$ Figura II.7: Ensaio de compressão $\eta = 0.5 - 0.0$

III. FIGURAS PARA OBTENÇÃO DA CARGA ÚLTIMA E EXTENSÃO DAS CURVAS CARGA RECALQUE

A continuação se apresentam as figuras para obter a carga última e a extrapolação das curvas carga recalque para as provas de carga onde não se chegou á carga última:

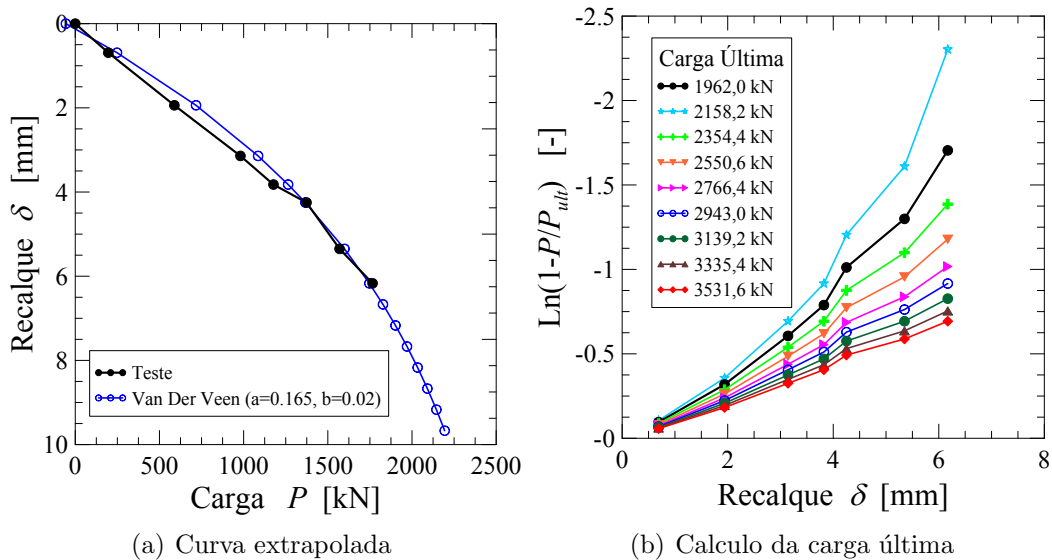


Figura III.1: Extrapolação da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de seis estacas sem suporte da placa

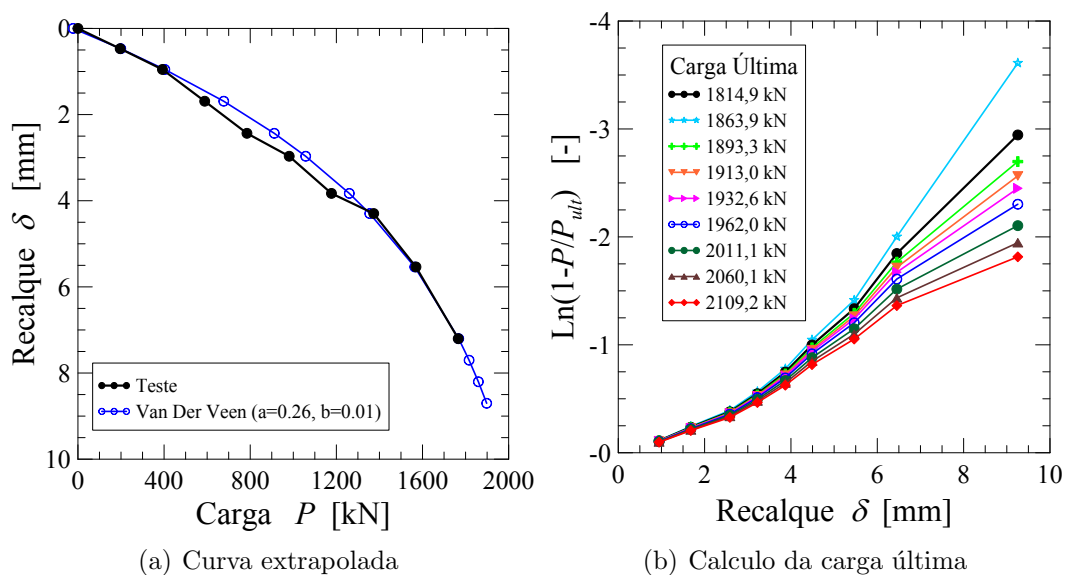


Figura III.2: Extrapolação da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de cinco estacas com suporte da placa

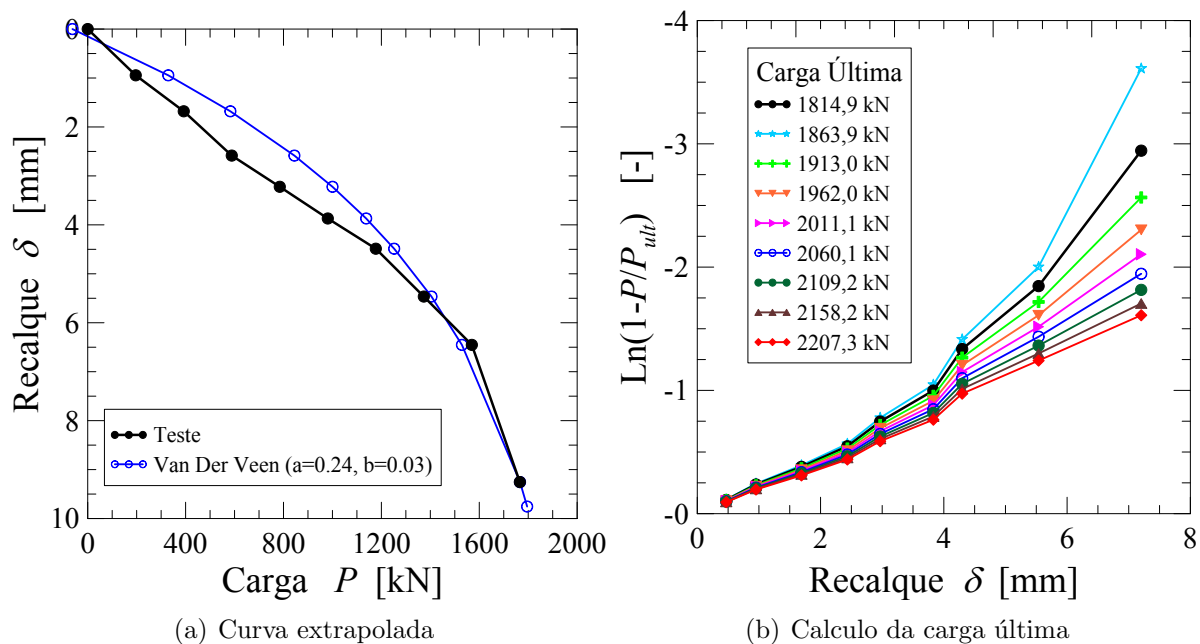


Figura III.3: Extrapolação da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de cinco estacas sem suporte da placa

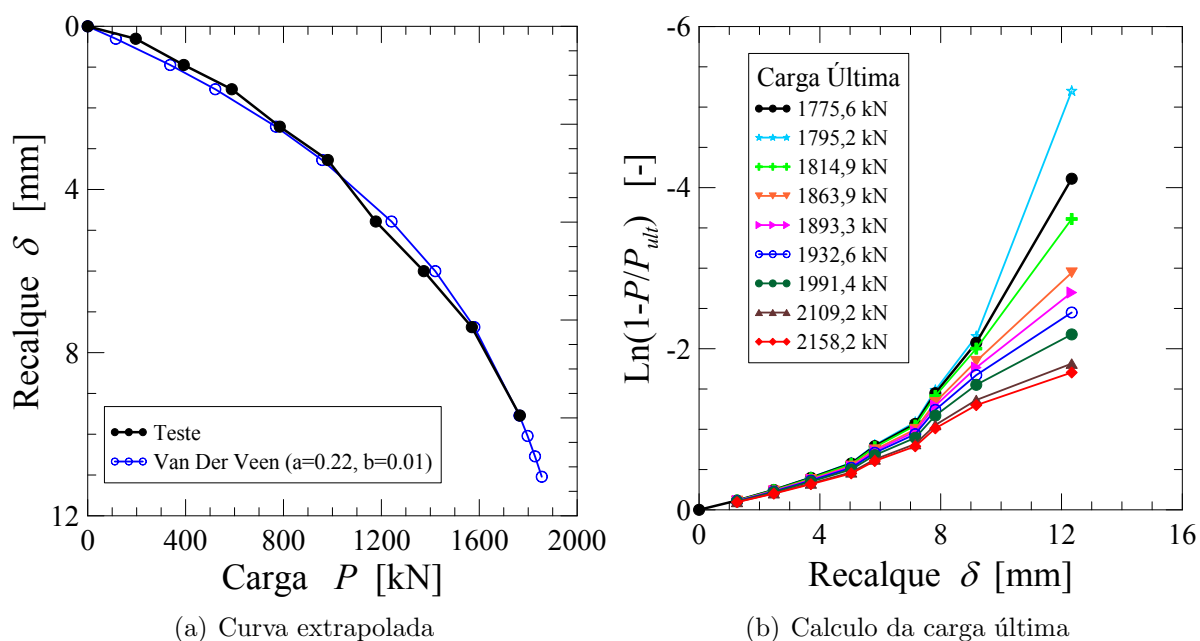


Figura III.4: Extrapolação da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de quatro estacas com suporte da placa

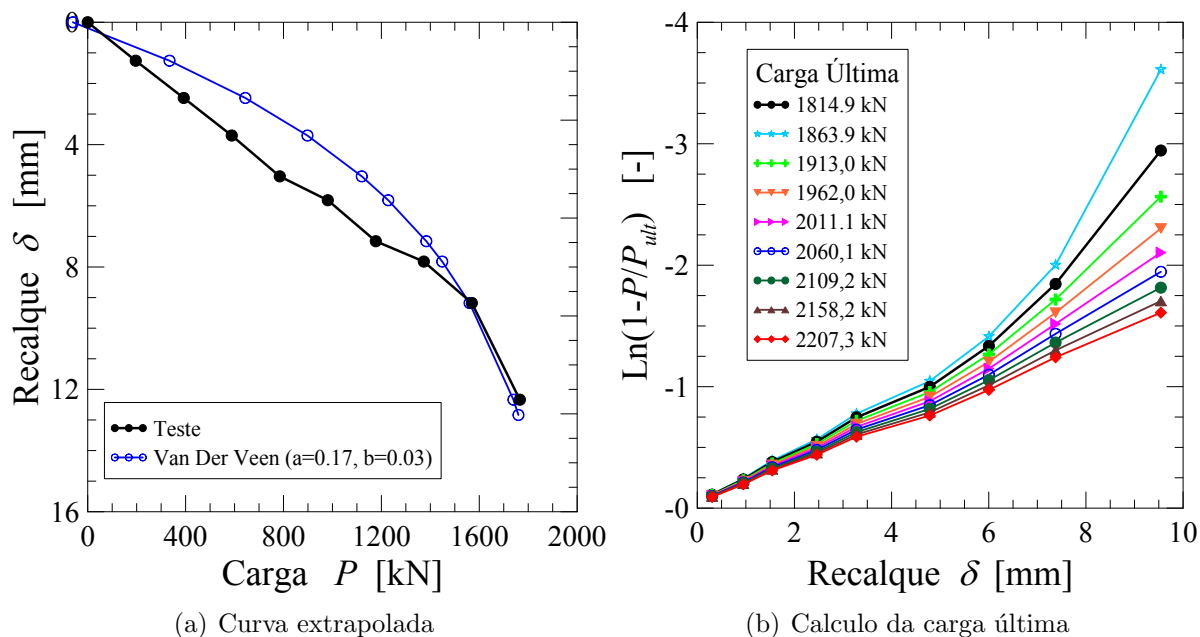


Figura III.5: Extrapolação da curva carga recalque pelo método de Van der Veen no grupo de quatro estacas sem suporte da placa

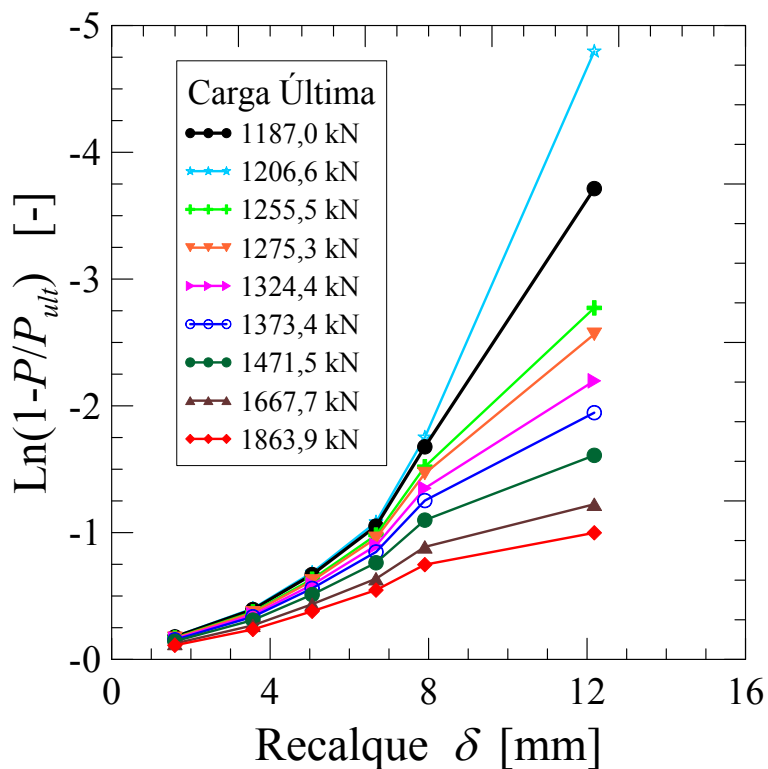


Figura III.6: Cálculo da carga última pelo método de Van der Veen no grupo de três estacas sem suporte da placa

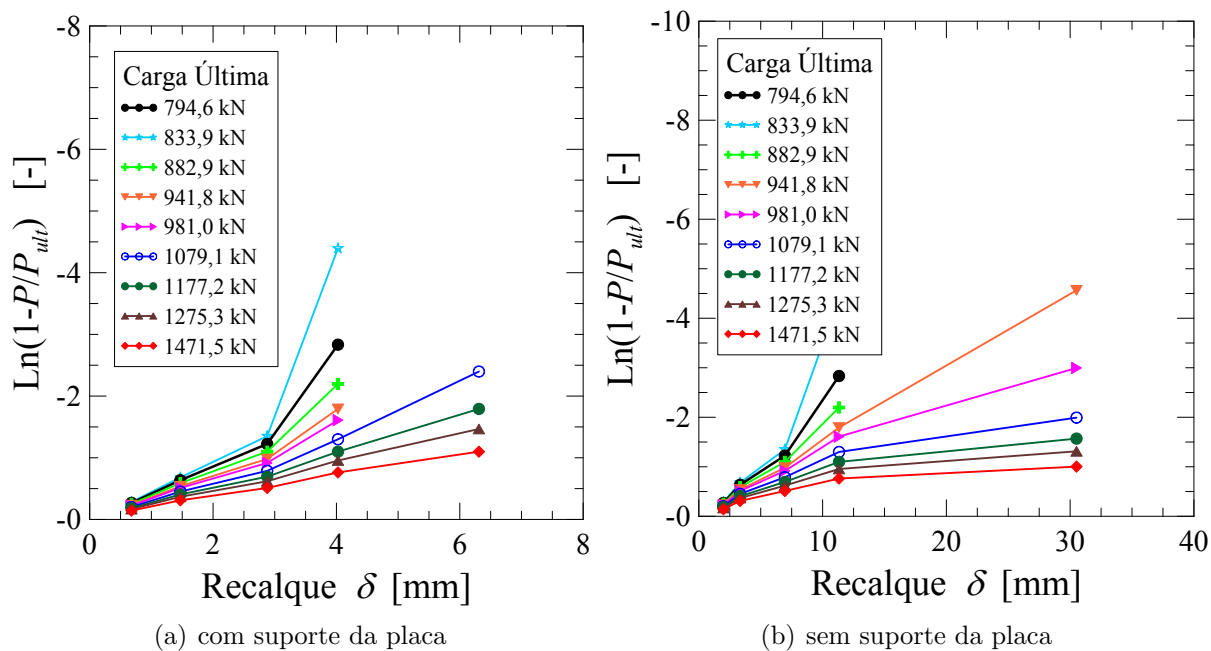


Figura III.7: Calculo da carga última pelo método de Van der Veen no grupo de dois estacas

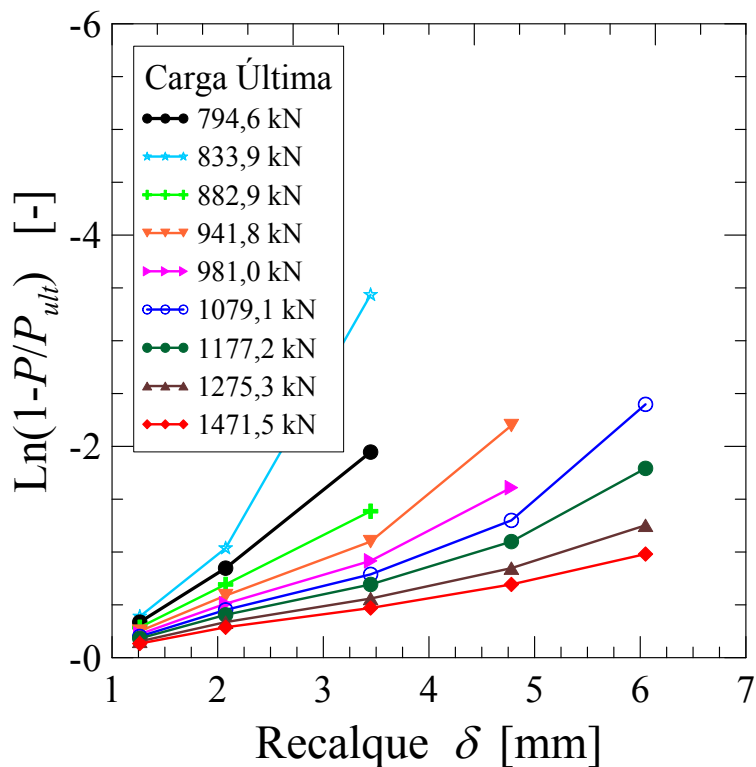


Figura III.8: Calculo da carga última pelo método de Van der Veen no grupo de uma estacas com suporte da placa

IV. SENSIBILIZAÇÃO DE EMALHADO DOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

A continuação, mostram-se as sensibilizações feita da malha do modelos no número de elementos e a relação de dimensões dos elementos:

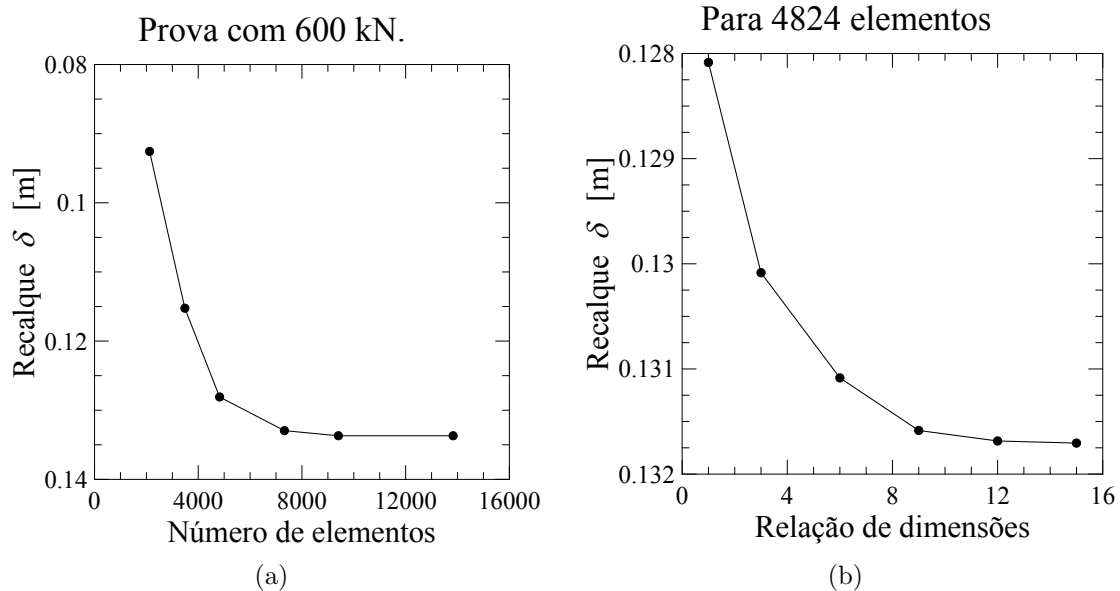


Figura IV.1: Sensibilização de elementos para uma estaca

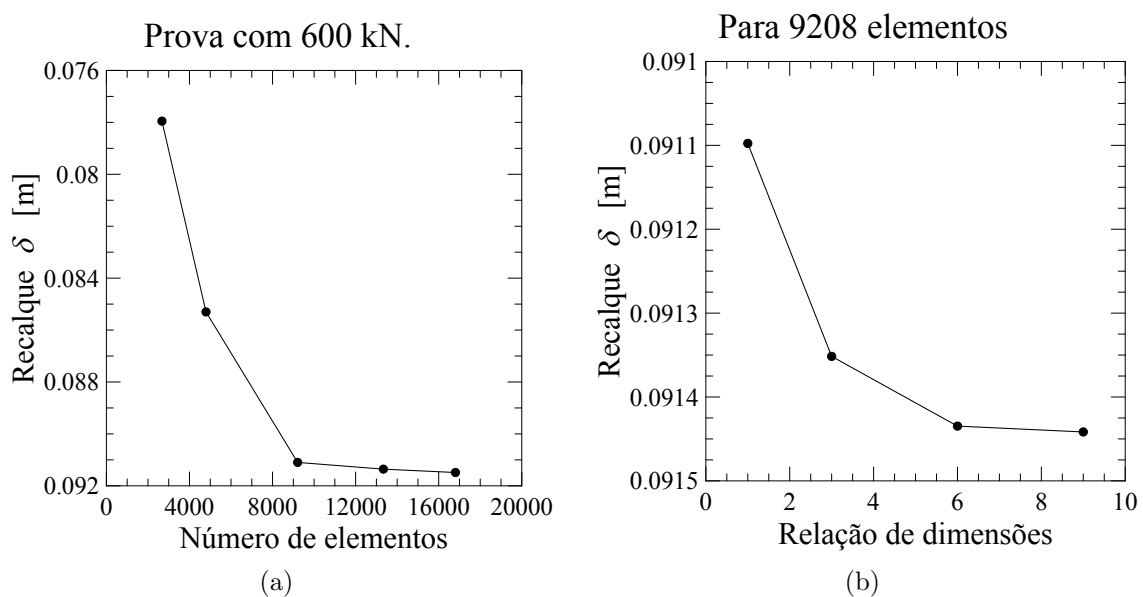


Figura IV.2: Sensibilização de elementos para grupo de duas estacas

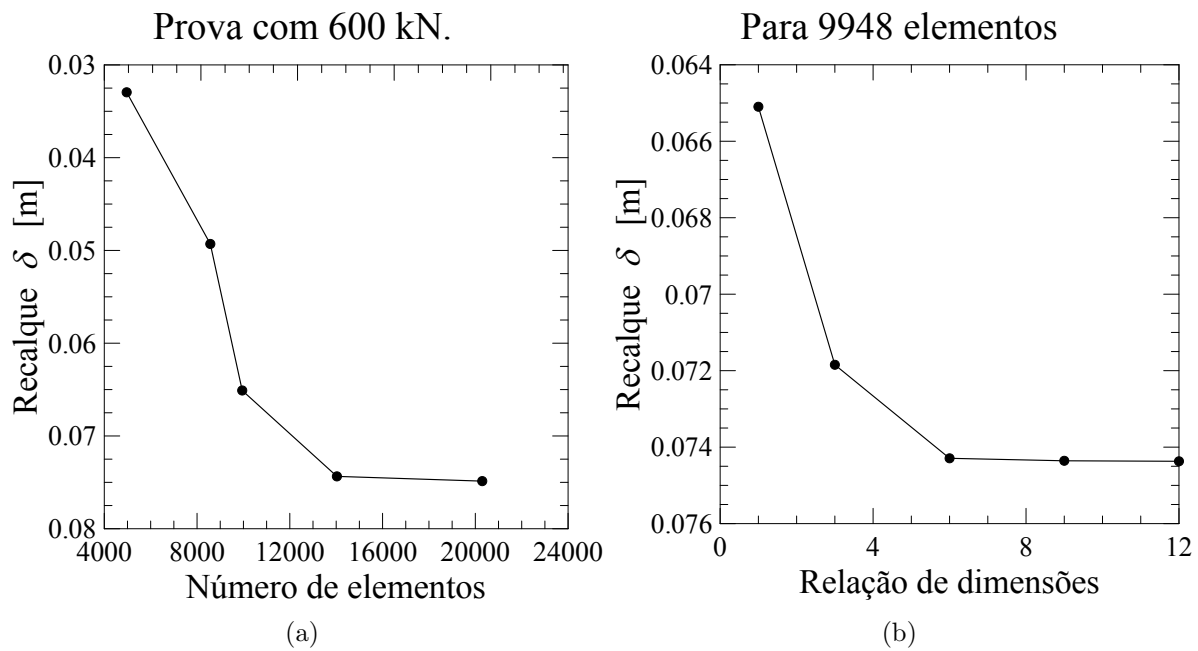


Figura IV.3: Sensibilização de elementos para grupo de três estacas

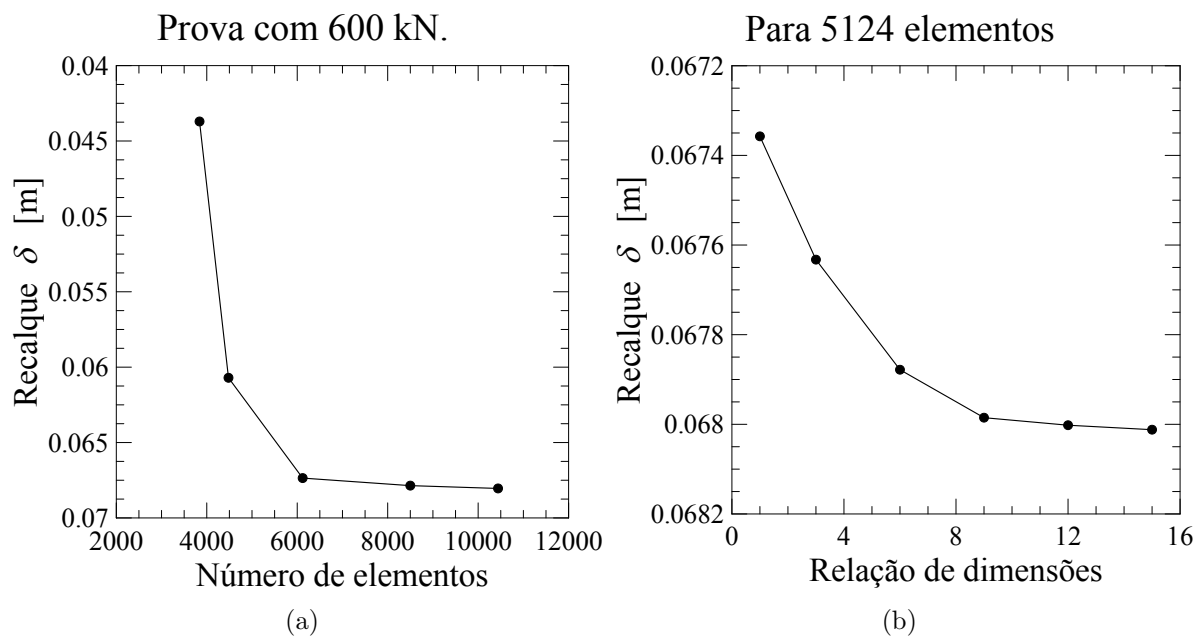


Figura IV.4: Sensibilização de elementos para grupo de quatro estacas

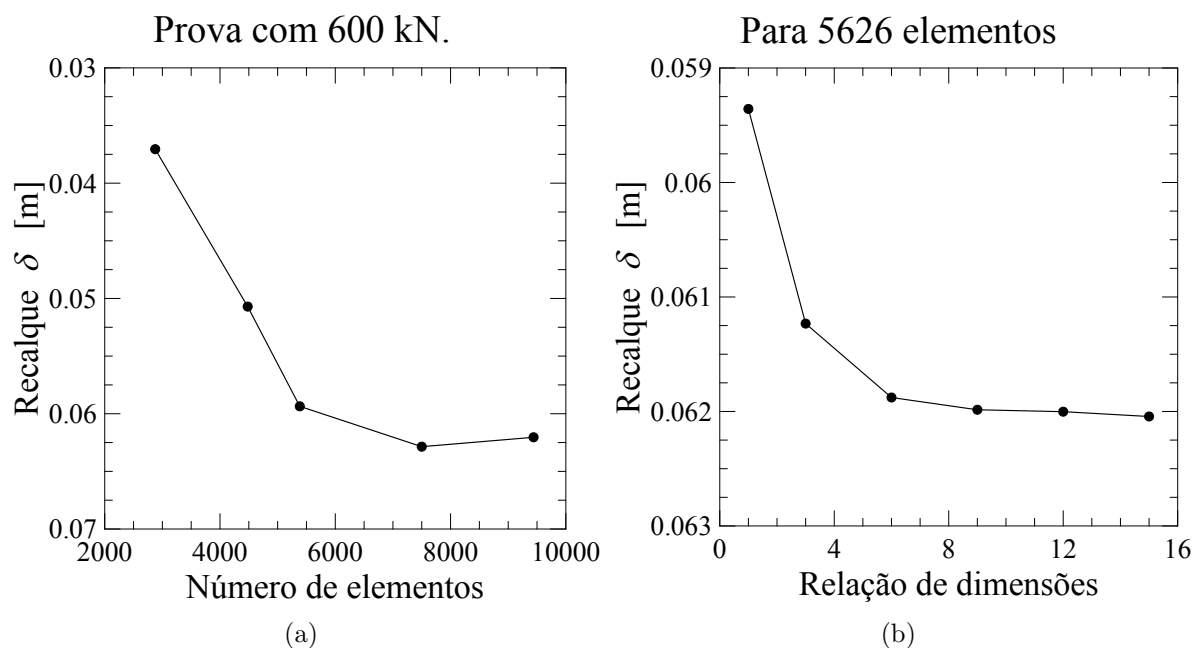


Figura IV.5: Sensibilização de elementos para grupo de cinco estacas

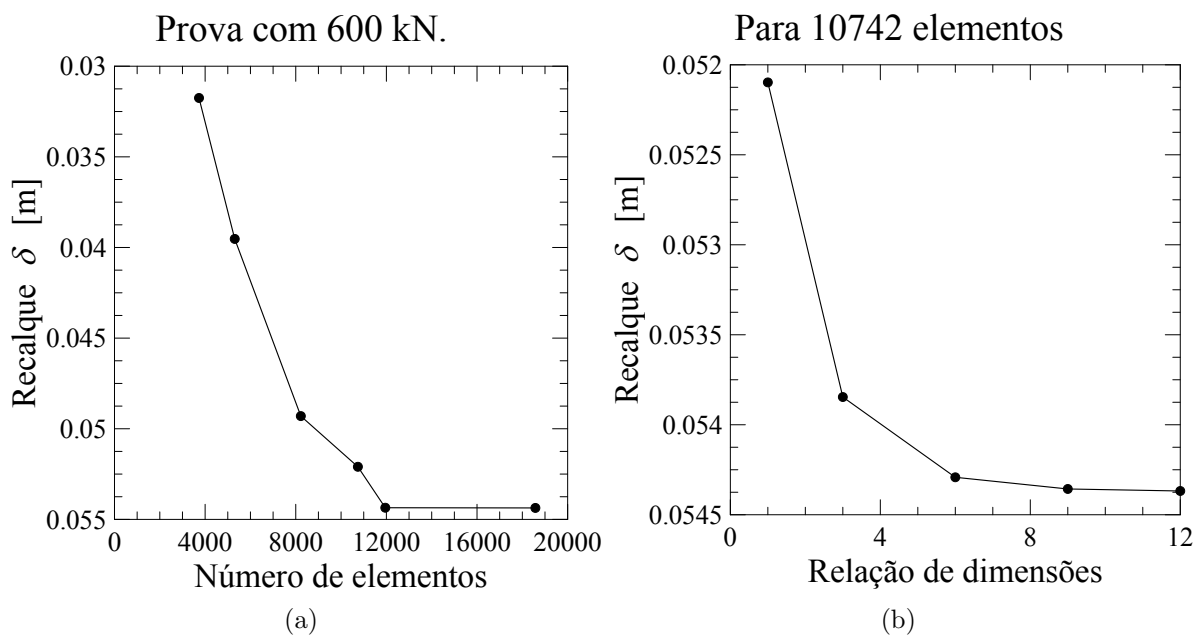


Figura IV.6: Sensibilização de elementos para grupo de seis estacas

V. HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIAS E DISTRIBUIÇÃO DE PARÂMETROS ADOTADOS NOS MEF

Mostra-se as distribuições e histogramas gerados para as simulações de Monte Carlo nas diferentes camadas dos modelos de elementos finitos realizados:

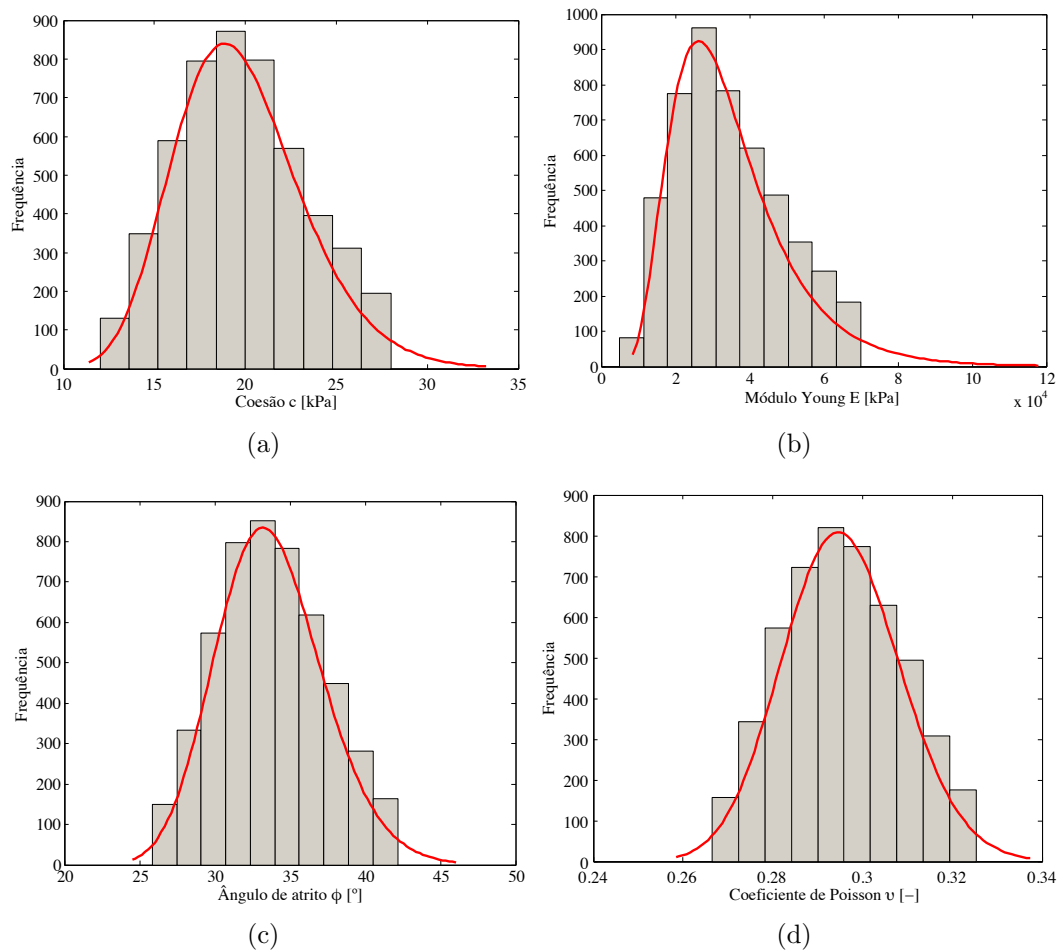


Figura V.1: histograma de frequência e função distribuição dos parâmetros do modelo Mohr Coulomb para a segunda camada

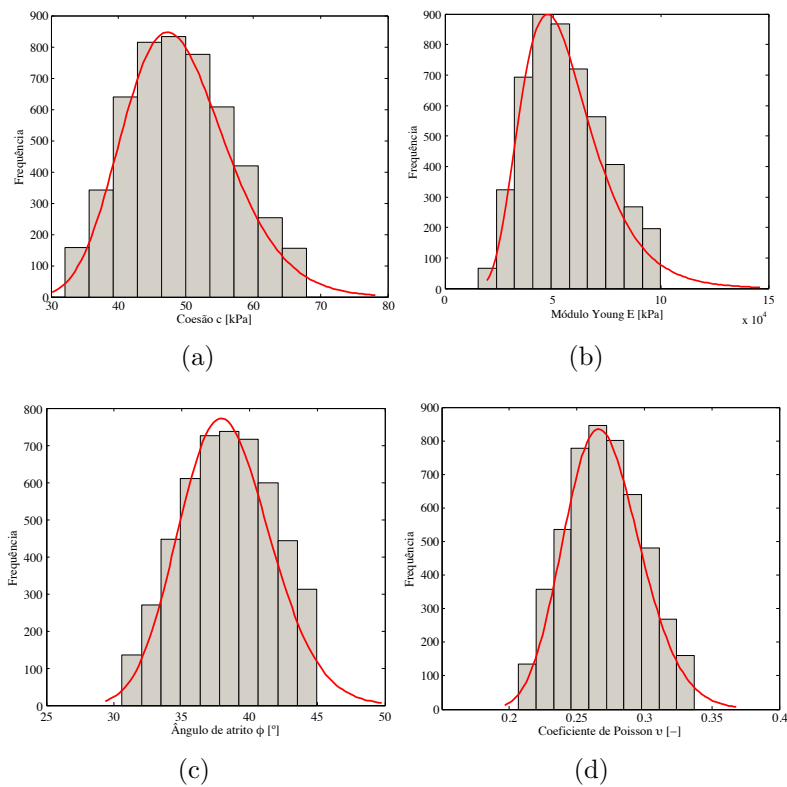


Figura V.2: histograma de frequência e função distribuição dos parâmetros do modelo Mohr Coulomb para a terceira camada

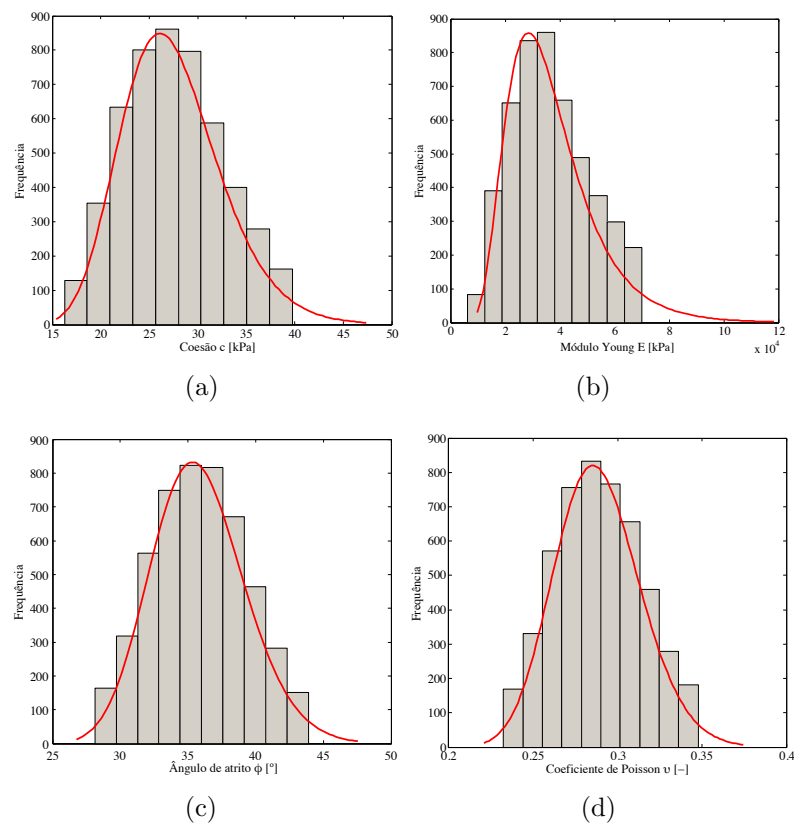
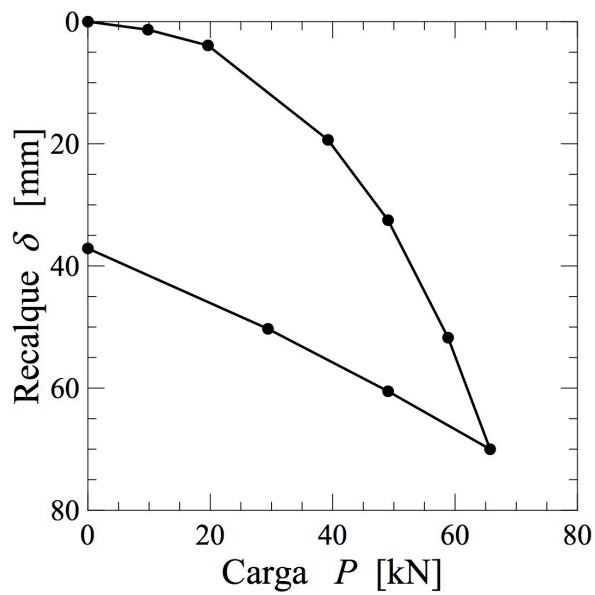


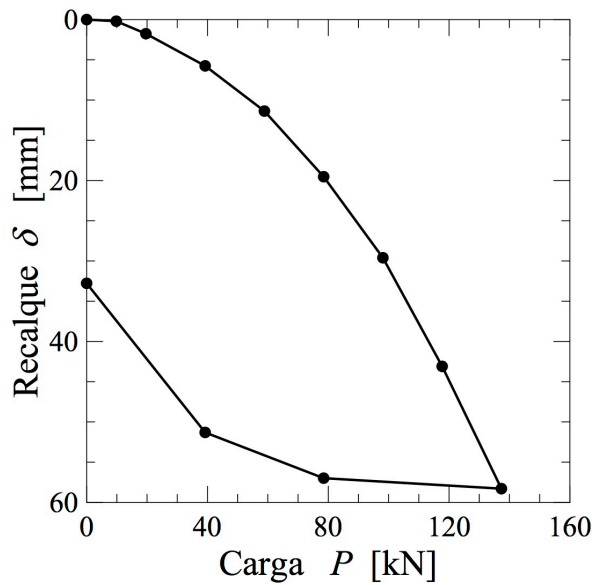
Figura V.3: histograma de frequência e função distribuição dos parâmetros do modelo Mohr Coulomb para a quarta camada

VI. PROVAS DE CARGA LATERAIS

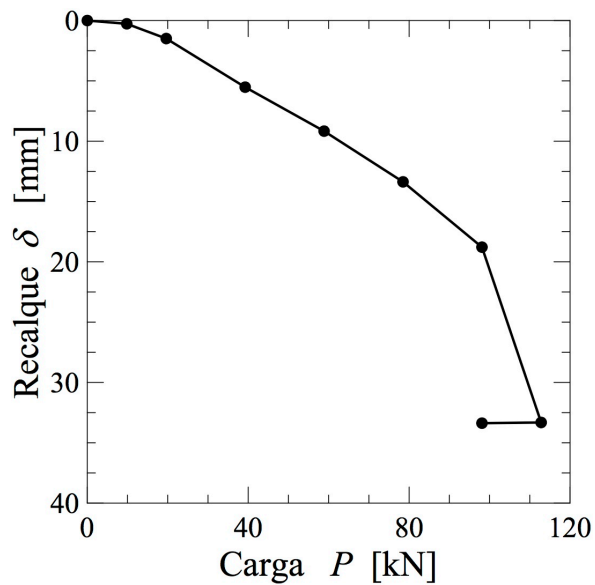
A continuação, apresentam-se os resultados das provas de carregamento lateral feitos no campo experimental da empresa Solotrat:



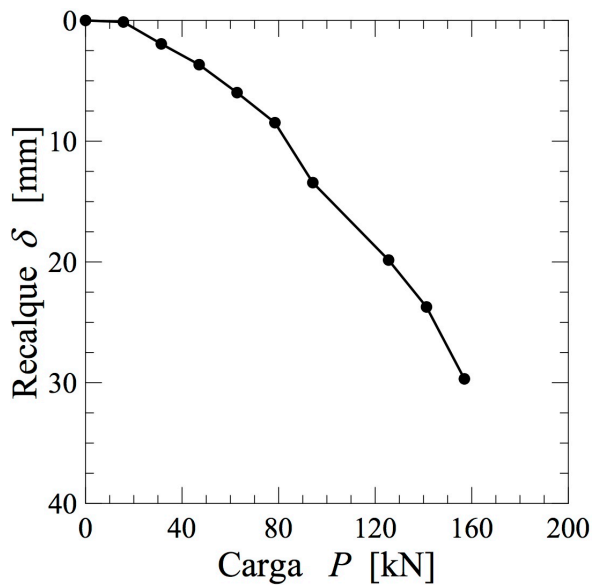
(a) Ensaio com uma estaca



(b) Ensaio com três estacas

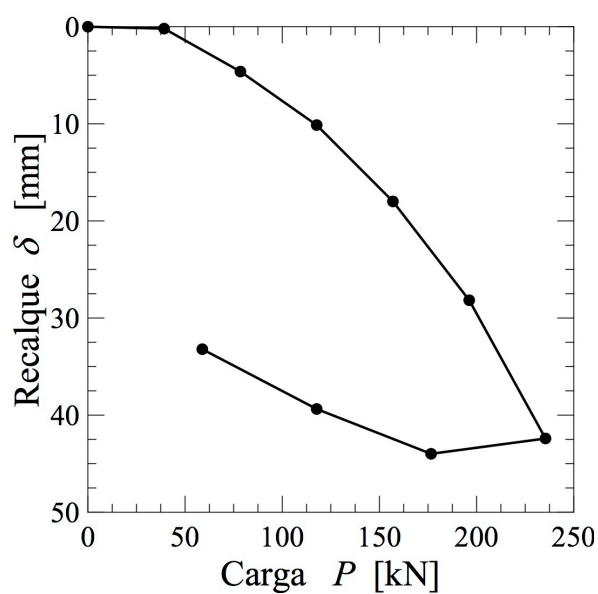


(c) Ensaio com quatro estacas

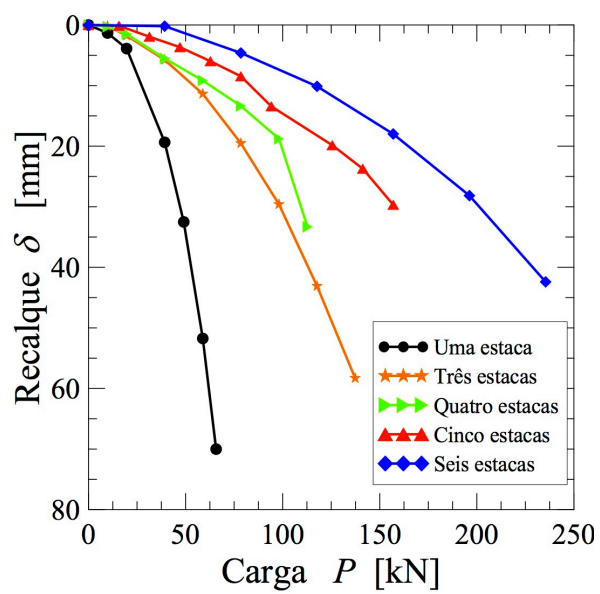


(d) Ensaio com cinco estacas

Figura VI.1: Resultados das provas de carga laterais



(a) Ensaio com seis estacas



(b) Resumo de ensaios

Figura VI.2: Resultados das provas de carga laterais